



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

“Diseño Sismorresistente de un Edificio de Ocho Pisos Incorporando Disipadores de Fluido Viscoso en el Sector Villa Esperanza, Distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019”

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**Ingeniero Civil**

**AUTORES:**

Cisneros Presentacion, Noe Jhonny (0000-0002-5744-1259)

Fretel Escobar, Jordan Jamil (0000-0003-1678-7955)

**ASESOR:**

Msc. Díaz Huiza, Luis Humberto

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN**

Diseño Sísmico y Estructural

**LIMA – PERÚ**

2019

## **Dedicatoria**

A Dios por haberme dado sabiduría, fortaleza y salud durante todos estos años para poder lograr mis objetivos.

De igual forma, dedico esta tesis a Himeron Fretel Quispe y Saturnina Escobar Galvez, mis padres quienes supieron formarme con buenos sentimientos, hábitos y valores, lo cual me ha ayudado a salir adelante en los momentos más difíciles.

A mis hermanos, Emer Fretel Escobar, Yuri Fretel Escobar, Bryan Fretel Escobar, Diana Fretel Escobar quienes siempre estuvieron brindándome su apoyo en todo momento y supieron darme motivación en cada momento.

A mis sobrinos porque con su amor, sus risas y alegría han motivado mis días de trabajo.

*Jordan Jamil Fretel Escobar*

## **Dedicatoria**

A mi padre Enrique Cisneros Espinoza por los buenos ratos compartidos en la infancia, y por su apoyo, te quiero padre, a mi madre Elizabeth Diana Presentación Castillo por haber cuidado de mí en todo momento, por los consejos, por ser mi inspiración y motivación, por su sacrificio permitiéndome continuar estudiando, te quiero y te agradezco mucho madre, a mi abuela Ana María Castillo Vargas por su gran afecto y por demostrarme el inmenso amor que puede dar un madre por sus hijos, a mi abuelo Inocente Presentación Albino por su enorme cariño y sus lecciones de vida compartidas que hicieron en mí una persona responsable e precavido, al ingeniero Giancarlo Ivan Qquesuhualpa Castillo por ser un gran ejemplo causa de ello el haber tomado la decisión de estudiar la carrera de ingeniería civil, y por su apoyo incondicional, a mi familia entera por demostrarme su unión y gigantesco afecto los llevo presente y los aprecio bastante. A los cantantes de música rap y salsa, por cuando quise desistir las letras de sus composiciones me permitió continuar dejando los problemas atrás, ellos son Al2, Can, Randy Acosta, Héctor Lavoe, Norick, Warrior, Lil Supa, Nach y Rapsusklei.

*Noé Jhonny Cisneros Presentación*

## **Agradecimiento**

Al Msc. Luis Humberto Díaz Huiza, por todo su apoyo, conocimiento y recomendaciones para la realización de la tesis.

Al Ing. Giancarlo Ivan Qquesuhualpa Castillo por su disponibilidad de tiempo para las consultas realizadas, por estar presente cuando se requirió de su ayuda y su ímpetu en todo instante.

A la Ing. Zaira del Pilar Quispe Mayo por permitirnos desempeñar laboralmente y poder obtener experiencia, que fueron aplicadas para la elaboración de la tesis, por su consideración y preocupación en todo momento.

Al Ing. Jesus Cristian Bautista Ñaupari, por apoyarnos e preocuparse en el transcurso de la elaboración dando los elementos suficientes para poder realizar el proyecto de tesis, por su amistad y confianza brindada.

Al Arq. Edgar Gregorio Ulloa LLacza por transmitir su conocimiento en la distribución de los ambientes para la elaboración de los planos arquitectónicos.

Al Dr. Emigdio Antonio Alfaro Paredes por las recomendaciones y apoyo en parte de la metodología de la presente tesis.

Al Ing. Diego Taboada S. y Ing. Edy Acuña Monteza de la empresa CDV Ingeniería Antisísmica por la cotización de los disipadores requeridos en el presente proyecto.

A nuestros amigos, hermanos y compañeros de la escuela de ingeniería civil, Rony Ñahuis Suyon, Keveen Febres Silva, Renzo Huaman Janampa y Handy Vallejos Mayanga por la gran amistad formada en todo el transcurso de la carrera.

Los autores se agradecen mutuamente por la colaboración habiendo existido el respeto mutuo en todo momento, por el aprendizaje adquirido e información compartida sin egoísmo alguno, deseándose lo mejor en sus vidas profesional.



## Índice de contenidos

Carátula .....	i
Dedicatoria.....	ii
Agradecimiento .....	iv
Índice de contenidos .....	v
Índice de tablas .....	x
Índice de figuras.....	xvi
Resumen .....	xxv
Abstract.....	xxvi
I. INTRODUCCIÓN .....	1
II. MARCO TEÓRICO .....	5
III. METODOLOGÍA .....	31
3.1. Tipo y diseño de investigación .....	31
3.2. Variables, Operacionalización.....	31
Variables .....	31
Operacionalización .....	31
3.3. Población - Muestra .....	32
Población .....	32
Muestra.....	32
Muestreo .....	32
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad..	32
Validez y Confiabilidad.....	33
3.5. Procedimientos .....	33
3.6. Método de análisis de datos .....	33
3.7. Aspectos éticos.....	36

IV. RESULTADOS .....	37
4.1. Descripción del proyecto .....	37
4.2. Ubicación y localización .....	38
4.3. Características de los materiales .....	40
4.4. Cargas consideradas para el análisis del modelamiento .....	40
4.4.1. Sobrecarga .....	40
4.4.2. Carga muerta .....	41
4.5. Criterios e importancia de la configuración estructural para la modelación .....	41
4.5.1. Distribución de masas en los pisos .....	41
4.5.2. Simplicidad y simetría .....	42
4.5.3. Continuidad de los elementos estructurales y distribución del sistema estructural .....	42
4.5.4. Brazo rígido .....	43
4.5.5. Diafragma rígido .....	43
4.5.6. Excentricidad accidental .....	44
4.5.7. Estimación del peso sísmico .....	44
4.5.8. Método de elementos finitos .....	45
4.5.9. Espectro elástico de diseño reducido y sus coeficientes de reducción de fuerzas sísmica .....	45
4.6. Predimensionamiento de elementos estructurales .....	46
4.6.1. Predimensionamiento de losa maciza en dos direcciones .....	46
4.6.2. Escalera .....	47
4.6.3. Predimensionamiento de vigas .....	47
4.6.4. Predimensionamiento de placas .....	48
4.6.5. Predimensionamiento de columnas .....	49
4.6.5.1. Predimensionamiento inicial de columnas .....	49
4.6.5.2. Metrado de cargas tributarias en columnas .....	50

4.6.5.2.1. Metrado de cargas para la columna central .....	50
4.6.5.2.2. Metrado de cargas para la columna excéntrica lateral.....	51
4.6.5.2.3. Metrado de cargas para la columna excéntrica esquinera .....	52
4.6.5.3. Predimensionamiento final de columnas.....	53
4.6.6. Predimensionamiento de la cimentación .....	55
4.6.6.1. Predimensionamiento en planta de la zapata central.....	56
4.6.6.2. Predimensionamiento de la viga de cimentación .....	58
4.7. Análisis sísmico estático .....	59
4.7.1. Factor de zona (Z).....	59
4.7.2. Parámetros de sitio (S, Tp y TI).....	59
4.7.3. Estimación del período fundamental de vibración (T) .....	60
4.7.4. Factor de amplificación sísmica (C).....	60
4.7.5. Categoría de las edificaciones y factor de uso (U) .....	61
4.7.6. Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (Ro) .....	61
4.7.7. Periodos naturales de vibración reales de la estructura .....	63
4.7.8. Corrección por período real sísmico.....	64
4.7.9. Sistema estructural .....	70
4.7.9.1. Sistema de muros estructurales .....	70
4.7.10. Regularidad estructural .....	72
4.7.10.1. Irregularidades estructurales en altura.....	72
4.7.10.2. Irregularidades estructurales en planta .....	80
4.8. Análisis dinámico modal espectral .....	86
4.8.1. Cortante dinámico en la base.....	88
4.8.2. Cortante estático vs cortante dinámico.....	88
4.8.3. Masa participativa .....	90
4.8.4. Control de derivas .....	91

4.9. Análisis sísmico optimizado con disipadores de fluido viscoso .....	93
4.9.1. Recomendaciones para el diseño de estructuras con el acoplamiento de disipadores de fluido viscoso .....	93
4.9.2. Análisis dinámico modal espectral con $R=1$ .....	94
4.9.3. Selección de registros sísmicos .....	96
4.9.4. Corrección de los registros sísmicos .....	98
4.9.5. Escalamiento de los registros sísmicos al espectro de diseño .....	100
4.9.6. Análisis dinámico tiempo historia lineal .....	102
4.9.7. Determinación del sismo de diseño .....	112
4.9.8. Elección del objetivo de desempeño sísmico del edificio.....	113
4.9.8.1. Niveles de desempeño .....	113
4.9.8.2. Nivel de amenaza sísmica .....	114
4.9.8.3. Nivel de comportamiento sísmico esperado .....	114
4.9.8.4. Deriva objetivo.....	115
4.9.9. Factor de reducción de respuesta (B) .....	117
4.9.10. Amortiguamiento efectivo ( $\beta_{eff}$ ) .....	117
4.9.11. Amortiguamiento viscoso ( $\beta_H$ ) .....	118
4.9.12. Rigidez del brazo metálico .....	118
4.9.13. Ubicación de los disipadores de fluido viscoso .....	119
4.9.14. Exponente de velocidad ( $\alpha$ ) y parámetro $\lambda$ .....	120
4.9.15. Frecuencia angular .....	121
4.9.16. Coeficiente de amortiguamiento no lineal.....	121
4.9.17. Análisis dinámico tiempo historia no lineal con acoplamiento de disipadores de fluido viscoso .....	128
4.9.18. Verificación comportamiento del lazo histerético .....	131
4.9.19. Balance de energía .....	134

4.9.20. Extracción de fuerzas en los dispositivos y selección de fuerzas Taylor .....	135
4.9.21. Revisión de masa participativa, frecuencia y periodos de vibración en la estructura acoplada con disipadores .....	141
4.9.22. Máximo Stroke .....	142
4.9.23. Velocidad máxima .....	143
4.9.24. Selección de dispositivos de energía .....	144
4.10. Diseño de los elementos de acero acoplados en los pórticos .....	146
4.10.1. Diseño de los brazos metálicos .....	146
4.10.2. Diseño de viga de acero .....	155
4.11. Evaluación e interpretación de resultados .....	171
4.11.1. Desplazamiento respecto a los centros de masa .....	171
4.11.2. Derivas de entrepiso .....	175
4.11.3. Esfuerzos máximos en los elementos de corte .....	179
4.12. Diseño de concreto armado .....	182
4.12.1. Diseño de viga .....	182
4.12.2. Diseño de columna .....	198
4.12.3. Diseño de placa: .....	224
4.12.4. Diseño de Losa Maciza .....	235
4.12.5. Diseño de Cimentación .....	246
V. DISCUSIÓN .....	256
VI. CONCLUSIONES .....	260
VII. RECOMENDACIONES .....	263
REFERENCIAS .....	265
ANEXOS .....	268

## Índice de tablas

Tabla 1. Parámetros $\lambda$ respecto al exponente $\alpha$ .	16
Tabla 2. Factores de zona "Z".	22
Tabla 3. Factor de suelo respecto a la zona.	23
Tabla 4. Periodos establecidos por tipo de perfil de suelo.	24
Tabla 5. Irregularidades estructurales en altura.	24
Tabla 6. Irregularidades estructurales en planta.	25
Tabla 7. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.	32
Tabla 8. Cargas vivas en la edificación.	40
Tabla 9. Cargas presentes en la edificación.	41
Tabla 10. Peso sísmico para edificaciones de categoría A y B.	44
Tabla 11. Espesores de losa maciza en dos direcciones.	47
Tabla 12. Factores para el predimensionamiento de vigas.	48
Tabla 13. Metrado de cargas tributarias para la columna central C3 de predimensionamiento inicial.	51
Tabla 14. Metrado de cargas tributarias para la columna excéntrica C2 de predimensionamiento inicial.	52
Tabla 15. Metrado de cargas tributarias para la columna esquinera C1 de predimensionamiento inicial.	53
Tabla 16. Dimensiones tentativas para las columnas centradas.	54
Tabla 17. Dimensiones tentativas para las columnas excéntricas.	55
Tabla 18. Cargas tributarias final en las columnas.	56
Tabla 19. Porcentaje de estimación del peso propio de la zapata.	56
Tabla 20. Factores de zonificación.	59
Tabla 21. Factores de suelo.	59
Tabla 22. Periodos del terreno $T_p$ y $T_l$ .	60
Tabla 23. Categoría de las edificaciones esenciales.	61
Tabla 24. Coeficiente de reducción sísmica según el sistema estructural.	61
Tabla 25. Distribución de fuerzas sísmicas en altura y fuerzas cortantes en cada piso en X.	66
Tabla 26. Distribución de fuerzas sísmicas en altura y fuerzas cortantes en cada piso en Y.	69
Tabla 27. Revisión del sistema estructural en la dirección X-X.	71

Tabla 28. Revisión del sistema estructural en la dirección Y-Y. ....	71
Tabla 29. Verificación de irregularidad de rigidez por piso blando en la dirección X-X. ....	72
Tabla 30. Verificación de irregularidad de rigidez por piso blando en la dirección Y-Y. ....	73
Tabla 31. Verificación de irregularidad de resistencia por piso débil en la dirección X-X.....	74
Tabla 32. Verificación de irregularidad de resistencia por piso débil en la dirección Y-Y.....	74
Tabla 33. Verificación de irregularidad de masa en la edificación. ....	77
Tabla 34. Verificación de irregularidad torsional en la dirección X-X. ....	81
Tabla 35. Verificación de irregularidad torsional la dirección Y-Y. ....	82
Tabla 36. Limitación de irregularidades conforme su categoría y zona. ....	86
Tabla 37. Parámetros sísmicos para ambas direcciones para el análisis dinámico modal espectral.....	87
Tabla 38. Cortantes dinámicas en la base en las direcciones de análisis del edificio.....	88
Tabla 39. Comparación del cortante estático vs cortante dinámico y cálculo del factor escala.....	89
Tabla 40. Comparación del cortante estático vs cortante dinámico escalado. ....	89
Tabla 41. Masa participativa del edificio.....	90
Tabla 42. Control de derivas obtenidas del análisis dinámico modal espectral en X. ....	91
Tabla 43. Control de derivas obtenidas del análisis dinámico modal espectral en Y. ....	92
Tabla 44. Parámetros sísmicos para ambas direcciones para el análisis dinámico modal espectral con $R=1$ . ....	94
Tabla 45. Control de derivas obtenidas del análisis dinámico modal espectral con $R=1$ en X.....	95
Tabla 46. Control de derivas obtenidas del análisis dinámico modal espectral con $R=1$ en Y.....	96
Tabla 47. Ubicación de las estaciones de los acelerogramas. ....	97
Tabla 48. Aceleración máxima de los acelerogramas. ....	97

Tabla 49. Control de derivas obtenidas del Caso 1 – Lima 1966 en el eje X. ....	105
Tabla 50. Control de derivas obtenidas del Caso 1 – Lima 1966 en el eje Y. ....	105
Tabla 51. Control de derivas obtenidas del Caso 2 – Lima 1966 en el eje X. ....	106
Tabla 52. Control de derivas obtenidas del Caso 2 – Lima 1966 en el eje Y. ....	106
Tabla 53. Control de derivas obtenidas del Caso 1 – Lima 1970 en el eje X. ....	107
Tabla 54. Control de derivas obtenidas del Caso 1 – Lima 1970 en el eje Y. ....	107
Tabla 55. Control de derivas obtenidas del Caso 2 – Lima 1970 en el eje X. ....	108
Tabla 56. Control de derivas obtenidas del Caso 2 – Lima 1970 en el eje Y. ....	108
Tabla 57. Control de derivas obtenidas del Caso 1 – Lima 1974 en el eje X. ....	109
Tabla 58. Control de derivas obtenidas del Caso 1 – Lima 1974 en el eje Y. ....	109
Tabla 59. Control de derivas obtenidas del Caso 2 – Lima 1974 en el eje X. ....	110
Tabla 60. Control de derivas obtenidas del Caso 2 – Lima 1974 en el eje Y. ....	110
Tabla 61. Derivas obtenidas del análisis dinámico tiempo-historia lineal en X. ..	111
Tabla 62. Derivas obtenidas del análisis dinámico tiempo-historia lineal en Y. ..	111
Tabla 63. Cociente de derivas del análisis dinámico espectral con $R=1$ vs el análisis dinámico tiempo-historia lineal en X. ....	112
Tabla 64. Cociente de derivas del análisis dinámico espectral con $R=1$ vs el análisis dinámico tiempo-historia lineal en Y. ....	112
Tabla 65. Definición del nivel de desempeño y estado de daño. ....	113
Tabla 66. Movimientos sísmicos de diseño. ....	114
Tabla 67. Objetivo del diseño por desempeño deseado. ....	114
Tabla 68. Propiedades del brazo metálico de perfil HSS. ....	118
Tabla 69. Desplazamiento modal 2 relativo en pórtico. ....	121
Tabla 70. Desplazamiento modal 1 relativo en pórtico. ....	122
Tabla 71. Masa y peso sísmico de la edificación. ....	122
Tabla 72. Desplazamiento del modo 2. ....	123
Tabla 73. Desplazamiento relativo en los bordes del pórtico. ....	123
Tabla 74. Cálculos necesarios para determinar el coeficiente de amortiguamiento no lineal en X. ....	123
Tabla 75. Propiedades del dissipador de fluido viscoso en X. ....	124
Tabla 76. Desplazamiento del modo 1. ....	125
Tabla 77. Desplazamiento relativo en los bordes del pórtico. ....	126



Tabla 78. Cálculos necesarios para determinar el coeficiente de amortiguamiento no lineal en Y. ....	126
Tabla 79. Propiedades del disipador de fluido viscoso en Y. ....	127
Tabla 80. Control de derivas obtenidas del Caso 2 – Lima 1966 con incorporación de disipadores de fluido viscoso en X. ....	129
Tabla 81. Control de derivas obtenidas del Caso 2 – Lima 1966 con incorporación de disipadores de fluido viscoso en el eje Y. ....	130
Tabla 82. Fuerzas y peso suministrados por Taylor. ....	135
Tabla 83. Fuerzas axiales en los disipadores de fluido viscoso eje 1-1. ....	136
Tabla 84. Fuerzas axiales en los disipadores de fluido viscoso eje 5-5. ....	137
Tabla 85. Fuerzas axiales en los disipadores de fluido viscoso eje A-A. ....	138
Tabla 86. Fuerzas axiales en los disipadores de fluido viscoso eje F-F. ....	139
Tabla 87. Numero de dispositivos requeridos para la optimización de la estructura. ....	140
Tabla 88. Masa participativa, modos y periodos de vibración en la estructura optimizada con disipadores de fluido viscoso. ....	141
Tabla 89. Máximo desplazamiento en el dispositivo K19. ....	142
Tabla 90. Máxima velocidad en los dispositivos provistos en ambas direcciones de análisis. ....	143
Tabla 91. Características de los dispositivos de energía escogidos. ....	144
Tabla 92. Características de la placa base de los dispositivos de energía escogidos. ....	144
Tabla 93. Características de la sección del perfil HSS. ....	146
Tabla 94. Fuerzas axiales en los disipadores de fluido viscoso eje 1-1 evaluado ante un sismo máximo esperado. ....	146
Tabla 95. Fuerzas axiales en los disipadores de fluido viscoso eje 5-5 evaluado ante un sismo máximo esperado. ....	147
Tabla 96. Fuerzas axiales en los disipadores de fluido viscoso eje A-A evaluado ante un sismo máximo esperado. ....	147
Tabla 97. Fuerzas axiales en los disipadores de fluido viscoso eje F-F evaluado ante un sismo máximo esperado. ....	148
Tabla 98. Máxima fuerza axial en el dispositivo K16 evaluado ante un sismo máximo esperado. ....	150

Tabla 99. Máxima Fuerza axial en el dispositivo K29 evaluado ante un sismo máximo esperado. ....	152
Tabla 100. Diferencia de la fuerza axial máxima producida en los disipadores del eje X frente un sismo máximo esperado. ....	155
Tabla 101. Medidas de la sección de la viga W16 x 40. ....	162
Tabla 102. Diferencia de la fuerza axial máxima producida en los disipadores del eje Y frente un sismo máximo esperado. ....	162
Tabla 103. Medidas de la sección de la viga W18 x 55. ....	170
Tabla 104. Porcentaje de reducción en el centro de masas en el eje X - edificio SD TH vs edificio CD TH.....	172
Tabla 105. Porcentaje de reducción en el centro de masas en el eje Y - edificio SD TH vs edificio CD TH.....	173
Tabla 106. Porcentaje de reducción en el centro de masas en el eje X - edificio SD con sismo severo R=1 vs edificio CD TH. ....	174
Tabla 107. Porcentaje de reducción en el centro de masas en el eje X - edificio SD con sismo severo R=1 vs edificio CD TH. ....	175
Tabla 108. Porcentaje de reducción de derivas en el eje X. ....	176
Tabla 109. Porcentaje de reducción de derivas en el eje Y. ....	177
Tabla 110. Porcentaje de reducción de derivas en el eje X – edificio con sismo severo SD vs edificio CD TH. ....	178
Tabla 111. Porcentaje de reducción de derivas en el eje Y – edificio con sismo severo SD vs edificio CD TH. ....	179
Tabla 112. Comparación del área de acero calculado manualmente vs Etabs...189	
Tabla 113. Longitudes de desarrollo del acero en tracción y compresión sin gancho. ....	191
Tabla 114. Cargas actuantes en la columna a diseñar. ....	210
Tabla 115. Combinaciones de carga actuantes para la columna a diseñar. ....	210
Tabla 116. Resumen de los pares ordenados Mn, Pn y Mu, Pu en la dirección de análisis X. ....	211
Tabla 117. Resumen de los pares ordenados Mn, Pn y Mu, Pu en la dirección de análisis Y. ....	212
Tabla 118. Interpolación de $\gamma_{85}$ para obtener el valor de Kn.....	217

Tabla 119. Cortantes máxima de las combinaciones de carga amplificadas por 2.5 en los valores de sismo.....	219
Tabla 120. Cargas actuantes en la placa a diseñar.....	230
Tabla 121. Combinaciones de carga actuantes para la placa a diseñar. ....	230
Tabla 122. Cargas actuantes en la zapata a diseñar.....	248
Tabla 123. Matriz de consistencia. ....	268

## Índice de figuras

Figura 1. Sistemas de control estructural ante sismo. ....	9
Figura 2. Esquema de estructura con sistema de control activo. ....	10
Figura 3. Clasificación de los disipadores de energía. ....	11
Figura 4. Sistema ADAS. ....	12
Figura 5. Sistema Pall. ....	13
Figura 6. Dispositivo viscoelástico. ....	13
Figura 7. Elementos del disipador de fluido viscoso. ....	14
Figura 8. Relación velocidad vs fuerza del disipador. ....	16
Figura 9. Ángulo de inclinación y desplazamiento relativo en el disipador. ....	17
Figura 10. Disipadores en disposición Chevron Brace. ....	18
Figura 11. Disipadores en disposición diagonal simple. ....	18
Figura 12. Balance de energía de un edificio sin disipadores. ....	19
Figura 13. Balance de energía de un edificio con disipador viscoso. ....	20
Figura 14. Comportamiento histerético del disipador viscoso dada la relación de la fuerza vs desplazamiento. ....	20
Figura 15. Disipador de fluido viscoso aplicado en la ampliación del C.C San Miguel. ....	21
Figura 16. Mapa de zonas sísmicas. ....	22
Figura 17. Intervalo del periodo fundamental. ....	23
Figura 18. Área de influencia en columnas. ....	25
Figura 19. Distribución de masas. ....	26
Figura 20. Formas de vibrar de la estructura. ....	28
Figura 21. Ubicación de la edificación. ....	38
Figura 22. Ubicación territorial de la Provincia de Huarochirí en la Región del Perú. ....	39
Figura 23. Localización territorial del distrito de San Antonio de Jicamarca, Provincia de Huarochirí. ....	39
Figura 24. Brazo Rígido en el pórtico. ....	43
Figura 25. Transmisión de fuerzas de inercia en la estructura. ....	44
Figura 26. Elemento continuo discretizado en elementos finitos. ....	45
Figura 27. Espectro elástico de diseño reducido. ....	46
Figura 28. Simbología de las dimensiones iniciales de columna. ....	49

Figura 29. Área tributaria de la columna central. ....	50
Figura 30. Área tributaria de la columna excéntrica lateral. ....	51
Figura 31. Área tributaria de la columna excéntrica esquinera. ....	52
Figura 32. Simbología de dimensiones de la zapata central. ....	57
Figura 33. Intervalo del periodo fundamental. ....	60
Figura 34. Vista de planta del modelo estructural. ....	62
Figura 35. Modelo estructural vista 3D. ....	62
Figura 36. Modos de vibración de la estructura. ....	63
Figura 37. Modo de vibración 2 en dirección de X. ....	64
Figura 38. Asignación del coeficiente en dirección X. ....	65
Figura 39. Asignación del coeficiente en dirección X. ....	66
Figura 40. Modo de vibración 1 en dirección de Y. ....	67
Figura 41. Asignación del coeficiente en dirección Y. ....	68
Figura 42. Asignación del coeficiente en dirección Y. ....	69
Figura 43. Cortante basal de la estructura en dirección X e Y. ....	69
Figura 44. Diagrama de fuerza cortante del pier 8 para el caso sismo estático en X. ....	70
Figura 45. Piso blando (irregularidad de rigidez). ....	72
Figura 46. Piso débil (irregularidad de rigidez) ....	73
Figura 47. Grafica de rigidez de los entrepisos en la dirección X-X. ....	75
Figura 48. Grafica de rigidez de los entrepisos en la dirección Y-Y. ....	75
Figura 49. Grafica de cortantes de los entrepisos en la dirección X-X. ....	76
Figura 50. Grafica de cortantes de los entrepisos en la dirección Y-Y. ....	76
Figura 51. Irregularidad de masa. ....	77
Figura 52. Irregularidad geométrica vertical. ....	78
Figura 53. Vista de planta típica. ....	79
Figura 54. Irregularidad por discontinuidad en los sistemas resistentes. ....	79
Figura 55. Vista de elevación del modelo estructural. ....	80
Figura 56. Irregularidad por torsión. ....	81
Figura 57. Irregularidad por esquinas entrantes. ....	83
Figura 58. Losa típica del modelo estructural. ....	83
Figura 59. Irregularidad por discontinuidad del diafragma. ....	84
Figura 60. Losa típica del modelo estructural. ....	84

Figura 61. Sistema no paralelo. ....	85
Figura 62. Vista de elementos estructurales. ....	85
Figura 63. Espectro de respuesta para el sentido X e Y.....	87
Figura 64. Espectro de velocidades para el sentido X e Y. ....	87
Figura 65. Espectro de desplazamientos para el sentido X e Y.....	88
Figura 66. Modos de vibración de una estructura de 3 grados de libertad dinámicos.....	90
Figura 67. Derivas inelásticas en dirección X. ....	92
Figura 68. Derivas inelásticas en dirección Y. ....	93
Figura 69. Espectro de diseño con $R=1$ para el sentido X e Y. ....	95
Figura 70. Registro sísmico Lima 1966 sacado de la base de datos del CISMID. ....	97
Figura 71. Acelerograma Original N – S del Parque de la Reserva Lima-1966 insertado en el SeismoSignal. ....	98
Figura 72. Corrección por línea base y filtrado al Acelerograma N – S del Parque de la Reserva Lima-1966. ....	99
Figura 73. Espectro de pseudo-aceleración del Acelerograma N – S del Parque de la Reserva Lima-1966 corregido. ....	99
Figura 74. Acelerograma N – S del Parque de la Reserva Lima-1966 corregido insertado en el SeismoMatch. ....	100
Figura 75. Registro sísmico N – S del Parque de la Reserva Lima-1966 corregido vs Espectro objetivo $R=1$ . ....	100
Figura 76. Registro sísmico N – S del Parque de la Reserva Lima-1966 escalado al Espectro objetivo $R=1$ . ....	101
Figura 77. Comparación del registro sísmico escalado N – S del Parque de la Reserva Lima-1966 (color verde), registro sísmico sin escalar (color morado) y espectro objetivo $R=1$ (color rojo). ....	101
Figura 78. Caso 1 de análisis de los registros sísmicos para un análisis dinámico tiempo-historia. ....	102
Figura 79. Caso 2 de análisis de los registros sísmicos para un análisis dinámico tiempo-historia. ....	102
Figura 80. Inserción del registro sísmico de su componente E-W Lima 1966 en el software Etabs. ....	103

Figura 81. Inserción del registro sísmico de su componente N-S Lima 1966 en el software Etabs. ....	103
Figura 82. Selección de las componentes del Caso 1 en el software Etabs para el análisis dinámico tiempo historia lineal.....	104
Figura 83. Selección de las componentes del Caso 2 en el software Etabs para el análisis dinámico tiempo historia lineal.....	104
Figura 84. Tipos de modelos estructurales.....	115
Figura 85. Relación de deriva para definir el estado de daño de la estructura. ..	116
Figura 86. Medidas del brazo metálico X e Y en disposición Chevron Brace. ....	119
Figura 87. Disposición de los disipadores de fluido viscoso en la edificación. ....	120
Figura 88. Ingreso de las propiedades del disipador en X al software Etabs. ....	125
Figura 89. Ingreso de las propiedades del disipador en Y al software Etabs. ....	127
Figura 90. Planta del 8vo piso con la incorporación de los disipadores de fluido viscoso.....	128
Figura 91. Vista 3D del modelo estructural optimizado con dispositivos de fluido viscoso.....	128
Figura 92. Derivas inelásticas del análisis dinámico tiempo historia no lineal con acoplamiento de disipadores de fluido viscoso en X. ....	129
Figura 93. Derivas inelásticas del análisis dinámico tiempo historia no lineal con acoplamiento de disipadores de fluido viscoso en Y. ....	130
Figura 94. Comportamiento del lazo histerético de los disipadores K1 y K2.....	131
Figura 95. Comportamiento del lazo histerético de los disipadores K3 y K4.....	132
Figura 96. Comportamiento del lazo histerético de los disipadores K5 y K6.....	132
Figura 97. Comportamiento del lazo histerético de los disipadores K29 y K30...133	
Figura 98. Comportamiento del lazo histerético de los disipadores K31 y K32...133	
Figura 99. Balance de energía de la estructura sin disipadores del Caso 2- Lima 1966.....	134
Figura 100. Balance de energía de la estructura optimizada con disipadores del Caso 2- Lima 1966.....	134
Figura 101. Dispositivos de fluido viscoso acoplados en los pórticos en el eje 1-1. ....	136
Figura 102. Dispositivos de fluido viscoso acoplados en los pórticos en el eje 5-5. ....	137

Figura 103. Dispositivos de fluido viscoso acoplados en los pórticos en el eje A-A.	138
Figura 104. Dispositivos de fluido viscoso acoplados en los pórticos en el eje F-F.	139
Figura 105. Catálogo de dispositivos de fluido viscoso Taylor Devices, Inc.	140
Figura 106. Catálogo de dimensiones placa base Taylor Devices, Inc.	140
Figura 107. Máximo desplazamiento en el dissipador de fluido viscoso K19.	142
Figura 108. Dimensiones del dispositivo de energía de 330 KIP.	145
Figura 109. Dimensiones de la placa base del dispositivo de energía de 330 KIP.	145
Figura 110. Dimensiones del dispositivo de energía de 440 KIP.	145
Figura 111. Dimensiones de la placa base del dispositivo de energía de 440 KIP.	145
Figura 112. Restricciones en los apoyos extremos y longitud efectiva de la columna.	149
Figura 113. Brazo metálico del dispositivo K16.	150
Figura 114. Brazo metálico del dispositivo K29.	152
Figura 115. Dimensiones y propiedades del perfil HSS.	154
Figura 116. Desplazamiento del pórtico y los dissipadores ante la excitación sísmica.	155
Figura 117. Diagrama de cuerpo libre de las fuerzas generadas en los dispositivos K11 y K12 del eje X.	155
Figura 118. Sección de viga de acero del eje X sometida a carga distribuida uniformemente y concentrada.	156
Figura 119. Selección de la sección para la viga de diseño del eje X.	157
Figura 120. Curva de resistencia básica para la viga de sección W16x40.	158
Figura 121. Posición de los momentos en la viga de acero del eje X.	159
Figura 122. Propiedades de la viga de sección W16 x 40.	160
Figura 123. Dimensiones de la viga de sección W16 x 40.	161
Figura 124. Disposición final del perfil de la viga W16 x 40.	162
Figura 125. Diagrama de cuerpo libre de las fuerzas generadas en los dispositivos K43 y K44 del eje Y.	163



Figura 126. Sección de viga de acero del eje Y sometida a carga distribuida uniformemente y concentrada. ....	163
Figura 127. Selección de la sección para la viga de diseño del eje Y. ....	165
Figura 128. Curva de resistencia básica para la viga de sección W18 x 55. ....	166
Figura 129. Posición de los momentos en la viga de acero del eje Y. ....	167
Figura 130. Propiedades de la viga de sección W18 x 55. ....	168
Figura 131. Dimensiones de la viga de sección W18 x 55. ....	169
Figura 132. Disposición final del perfil de la viga W18 x 55. ....	170
Figura 133. Desplazamientos en el centro de masa - eje X - edificio SD TH vs edificio CD TH. ....	172
Figura 134. Desplazamientos en el centro de masa - eje Y - edificio SD TH vs edificio CD TH. ....	173
Figura 135. Desplazamientos en el centro de masa - eje X - edificio SD con sismo severo $R=1$ vs edificio CD TH. ....	174
Figura 136. Desplazamientos en el centro de masa - eje Y - edificio SD con sismo severo $R=1$ vs edificio CD TH. ....	175
Figura 137. Derivas de entrepiso en el eje X con y sin disipadores frente al sismo de diseño Lima 1966 – Caso 2. ....	176
Figura 138. Derivas de entrepiso en el eje Y con y sin disipadores frente al sismo de diseño Lima 1966 – Caso 2. ....	177
Figura 139. Derivas de entrepiso en el eje X con y sin disipadores frente a un sismo severo, utilizando $R=1$ . ....	178
Figura 140. Derivas de entrepiso en el eje Y con y sin disipadores frente a un sismo severo, utilizando $R=1$ . ....	179
Figura 141. Fuerza cortante (máximo y mínimo) en la columna. ....	180
Figura 142. Momento Flector (máximo y mínimo) en la columna. ....	180
Figura 143. Fuerza cortante (máximo y mínimo) en placa con y sin disipadores. .....	181
Figura 144. Momento flector (máximo y mínimo) en placa con y sin disipadores. .....	181
Figura 145. Esquema de la viga a diseñar ubicada en el Eje 5-5 entre las placas del 5to piso. ....	182

Figura 146. Envolvente de momentos flectores y fuerzas cortante para la viga a diseñar. ....	182
Figura 147. Momento flector máximo negativo en la sección del primer apoyo superior. ....	183
Figura 148. Simbología de áreas de acero para un momento actuante negativo de sección doblemente reforzada. ....	184
Figura 149. Momento flector máximo positivo en la sección del segundo apoyo inferior. ....	185
Figura 150. Simbología del área de acero para un momento actuante positivo de sección simplemente reforzada. ....	187
Figura 151. Momento flector máximo positivo en la sección central. ....	188
Figura 152. Área de refuerzo requerido en la viga de diseño. ....	189
Figura 153. Área de refuerzo en la viga de diseño por el software Etabs. ....	189
Figura 154. Distribución del refuerzo longitudinal a lo largo de la viga y en los apoyos de la viga de diseño. ....	190
Figura 155. Cortado del refuerzo longitudinal en elementos sometidos a flexión. ....	190
Figura 156. Disposiciones especiales para el diseño sísmico en elementos sometidos a flexión (vigas). ....	192
Figura 157. Envolvente de Fuerzas cortante para la viga a diseñar. ....	193
Figura 158. Fuerza cortante por el combo $W_u = 1.25 (W_m + W_v)$ para la viga a diseñar. ....	193
Figura 159. Diseño final del refuerzo de la viga. ....	197
Figura 160. Esquema de la columna a diseñar ubicada en el Eje 4 del 1er piso. ....	198
Figura 161. Envolvente de fuerza axial y torsión para la columna a diseñar. ....	198
Figura 162. Envolvente de momentos flectores y fuerzas cortante para la columna a diseñar. ....	199
Figura 163. Columna a diseñar en dirección de análisis Y. ....	200
Figura 164. Diagramas de deformaciones y esfuerzos por falla dúctil. ....	202
Figura 165. Diagramas de deformaciones y esfuerzos por falla balanceada. ....	204
Figura 166. Diagramas de deformaciones y esfuerzos por falla frágil. ....	207

Figura 167. Diagrama de interacción de la columna de diseño en la dirección X.	211
Figura 168. Diagrama de interacción de la columna de diseño en la dirección Y.	213
Figura 169. Ábaco de diagrama de interacción R3-60 $\gamma=0.80$ .	215
Figura 170. Ábaco de diagrama de interacción R3-60 $\gamma=0.80$ .	216
Figura 171. Ábaco de diagrama de interacción R3-60 $\gamma=0.90$ .	217
Figura 172. Refuerzo final de la columna.	223
Figura 173. Placa de pier 2 propuesta a diseñar.	224
Figura 174. Diagrama de momentos flector en la placa a diseñar.	224
Figura 175. Sección de la placa de diseño en la dirección X.	225
Figura 176. Diagrama de interacción de la placa de diseño en la dirección X.	231
Figura 177. Diagrama de interacción de la placa de diseño en la dirección Y.	231
Figura 178. Detalle del refuerzo transversal en el borde de confinamiento.	233
Figura 179. Armado final de la placa.	234
Figura 180. Vista 3D del entrepiso 5 modelada en el software Safe.	235
Figura 181. Distribución de esfuerzos de compresión por flexión de la losa maciza del piso 5 en el eje X.	235
Figura 182. Distribución de esfuerzos de tracción por flexión de la losa maciza del piso 5 en el eje X.	236
Figura 183. Distribución de esfuerzos de la losa maciza del piso 5 en el eje X.	237
Figura 184. Diagrama de momentos flectores en la losa maciza del piso 5 en el eje X.	237
Figura 185. Diagrama de fuerzas cortantes en la losa maciza del piso 5 en el eje X.	240
Figura 186. Distribución de esfuerzos de la losa maciza del piso 5 en el eje Y.	241
Figura 187. Diagrama de momentos flectores en la losa maciza del piso 5 en el eje Y.	241
Figura 188. Diagrama de fuerzas cortantes en la losa maciza del piso 5 en el eje Y.	244
Figura 189. Distribución del refuerzo final en la losa maciza.	245
Figura 190. Cargas muertas actuantes en la cimentación.	246
Figura 191. Zona de influencia de los nodos en la cimentación.	246

Figura 192. Vista 3D de la cimentación.....	247
Figura 193. Selección de zapata a diseñar de la cimentación.....	247
Figura 194. Diagrama de momento flector en la zapata central en el eje X.....	250
Figura 195. Diagrama de momento flector en la zapata central en el eje Y.....	252
Figura 196. Esfuerzo maximo presente en la zapata central de la cimentacion..	255
Figura 197. Distribucion de armadura final para la zapata central. ....	255

## Resumen

El presente proyecto de tesis titulado “Diseño Sismorresistente de un edificio de ocho pisos incorporando disipadores de fluido viscoso en el distrito Sector Villa Esperanza, Distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019” corresponde a una línea de investigación diseño sísmico y estructural e investigación cuantitativa, como objetivo general se fijó, analizar y realizar en base a los modelos sísmicos un diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos incorporando disipadores de fluido viscoso. El tipo de investigación fue diseño no experimental, la población y la muestra fue el edificio de ocho pisos. Los instrumentos dispuestos fueron el ingreso de datos al software a su vez fueron validados por un juicio de expertos.

La edificación en estudio está destinada a brindar asistencia médica de categoría esencial (A2), para su análisis y diseño se llevó a cabo mediante un análisis estático en la cual se reflejó que la edificación no presenta irregularidad y es de un sistema estructural de muros estructurales, mediante un análisis dinámico modal espectral se verificó las derivas, luego se realizó un análisis dinámico modal espectral  $R=1$  y se hizo uso del software SeismoSignal y SeismoMatch para la depuración y escalamiento de los registros sísmicos para posteriormente realizar un análisis dinámico tiempo – historia determinando como sismo de diseño severo Lima 1966 Caso 2, después se eligió un objetivo de desempeño definido por el comité Visión 2000 y la metodología Hazus para lograr ello se incorporó disipadores de fluido viscoso siguiendo las recomendaciones por la norma E.030 y la ASCE 7-10, seguidamente se calcularon las propiedades de disipador de fluido viscoso cuya disposición fue Chevron Brace mejorada, se verificó que las derivas disminuyeron estando por debajo de la deriva límite 0.003, se extrajo las fuerzas máximas de los disipadores optando por dispositivos de fuerza de 330 y 440 kip, donde mediante gráficos se logra apreciar que los esfuerzos en los elementos estructurales fueron reducidos, por último se diseñó los elementos de concreto armado y de acero donde se comprobó que las secciones son las adecuadas para la edificación. Se concluyó que la incorporación de disipadores de fluido viscoso es de gran influencia para la optimización del diseño sismorresistente de un edificio de ocho niveles.

**Palabras claves:** Disipadores de fluido viscoso, derivas, amortiguamiento, análisis no lineal tiempo – historia.

## **Abstract**

This thesis project entitled "Seismic-resistant Design of an eight-story building incorporating viscous fluid dissipators in the Sector Villa Esperanza district, San Antonio de Jicamarca District, Huarochirí, 2019" corresponds to a line of research seismic and structural design and research quantitative, as a general objective, a seismic-resistant design of an eight-story building incorporating viscous fluid heatsinks was set, analyzed and carried out on the basis of seismic models. The type of research was designed not experimental, the population and the sample were the eight-story building. The instruments provided were the entry of data into the software in turn were validated by an expert judgment.

The building under study is intended to provide essential category medical assistance (A2), for its analysis and design it was carried out through a static analysis in which it was reflected that the building does not present irregularity and is of a structural system of structural walls , by means of a dynamic modal spectral analysis the drifts were verified, then a dynamic spectral modal analysis  $R = 1$  was carried out and the SeismoSignal and SeismoMatch software was used for the purification and scaling of the seismic records to subsequently perform a dynamic time-history analysis determining as a severe design earthquake Lima 1966 Case 2, then a performance objective defined by the Vision 2000 committee was chosen and the Hazus methodology to achieve this was incorporated viscous fluid dissipators following the recommendations by E.030 and ASCE 7 -10, then the properties of viscous fluid dissipators whose dispos Chevron Brace was improved, it was verified that the drifts decreased being below the drift limit 0.003, the maximum forces of the dissipators were extracted by opting for 330 and 440 kip force devices, where by means of graphics it is possible to appreciate that the efforts in the structural elements were reduced, finally the reinforced concrete and steel elements were designed where it was found that the sections are suitable for the building. It was concluded that the incorporation of viscous fluid dissipators is of great influence for the optimization of the earthquake-resistant design of an eight-level building.

**Keywords:** Viscous fluid dissipators, drifts, damping, nonlinear time analysis – history

## **I. INTRODUCCIÓN**

El Perú se encuentra en una zona altamente sísmica, ubicado en el cinturón de fuego, debido a ello hace que exista una alta vulnerabilidad en las edificaciones, por lo que producido un sismo, podrían causar daños severos en las estructuras y a las personas que habitan en ella, con el transcurso del tiempo se han ido mejorando estas situaciones mediante propuestas y nuevos diseños con participación de la norma peruana e normas internacionales, a su vez de ingenieros estructurales dedicados a la investigación en la mejora del diseño sismo-resistente.

El diseño sismorresistente convencional a estado dado en el diseño por resistencia y ductilidad la cual inducen a la estructura a ser diseñadas en el rango lineal y en el rango inelástico, sin embargo, su incursión de este último no es suficiente lo cual resulta un diseño no muy apropiado, debido a que los diseños son basados a la ductilidad una vez que el acero fluya disipa la energía por fluencia por medio rotulas plásticas siendo estas las regiones de daño en la estructura. Bozzo (2013) explicó: “Un material dúctil es capaz de deformarse de maneras permanente y apreciable en el rango inelástico antes de fallar” (p. 104).

La norma E.0.30 impone distorsiones (derivadas), comúnmente diseñamos a un desplazamiento esperado, pero este no guarda ninguna relación entre la deformación y daño de la estructura, no obstante es un control conservador que brinda buena respuesta en la edificación, sin embargo, en un sismo severo de gran magnitud las estructuras alcanzan el rango no lineal donde se pueden ver dañados sus elementos estructurales que pueden ser reparables como en muchos casos irreparables, en caso de reparación esto genera un costo elevado. Bozzo (2013) indicó: “Los criterios actuales de diseño sismorresistente requieren que la estructura soporte un sismo severo sin que llegue al colapso, aunque pueden producirse daños locales importantes” (p. 102).

Asimismo, la norma E.0.30 hace mención que ninguna estructura de uso esencial (hospitales, estación de policías, colegios, etcétera) debe colapsar parcial o total y

luego del sismo deben permanecer en condiciones operativas, por ello es conveniente en las estructuras sobre todo en edificaciones esenciales donde frecuente gran cantidad de personas y a su vez se encuentran equipos de trabajo de altos costos sea necesario implementar nuevas metodologías de diseño sismorresistente.

Debido a ello se han implementado nuevas metodologías de sistemas de protección sísmica y pueden ser catalogados en tres sistemas de control: activo, híbrido, pasivo, las cuales hacen mejorar el desempeño y control de daño en la estructura ante la acción sísmica.

En consecuencia, este proyecto de investigación desarrollada el diseño sismorresistente con la incorporación de los dispositivos pasivos de disipadores de energía en la cual se profundizada en los disipadores de fluido viscoso que brindan amortiguamiento el cual reduce parte de la energía de entrada del sismo hacia la estructura disminuyendo las deformaciones y los esfuerzos en los elementos estructurales serán menores.

Por tal motivo se presenta la justificación del estudio, teniendo como:

**Justificación teórica**, la presente investigación busca implementar nuevas metodologías de sistemas de protección sísmica mediante el acoplamiento de disipadores de fluido viscoso, ya que su uso es de importancia para edificaciones esencial ubicadas en la zona 4 del Perú, el cual ayudara a mejorar el desempeño del edificio de 8 pisos antes las solicitaciones sísmicas brindando así optimo comportamiento por parte de la estructura buscando evitar el colapso de la estructura así como reparaciones costosas, daños materiales y pérdidas de vidas humanas.

**Justificación práctica**, la presente investigación es justificada de manera práctica, debido a que los resultados nos permitirán realizar la verificación de irregularidades estructurales así como corroborar sistema estructural del edificio de ocho niveles acorde a lo estipulado en la norma E. 030, analizar el comportamiento del



edificación de ocho niveles ante un sismo severo así también ante sismos anteriores con similares características del suelo, mediante ello se controlaran las distorsiones por medio de la implementación de disipadores de fluido viscoso con el fin de mejorar el desempeño de la estructura reduciendo los esfuerzos, deformación y daños en la estructura.

**Justificación metodológica**, para la elaboración de la presente investigación se hará uso de técnicas de investigación válidas con software como es el Etabs que será de uso principal para el modelamiento del edificio de ocho pisos, SeismoSignal para la corrección de línea base y filtrado de los registros sísmicos, SeismoMatch para el escalamiento del acelerograma a un espectro diseño inelástico, estos dos últimos software brindaran datos necesarios para realizar el análisis tiempo historia la cual será realizado en el Etabs y este posteriormente brindara resultados que son necesarios para la implementación y selección del disipador de fluido viscoso.

Evaluando la realidad problemática planteada, se formuló como problema general: ¿De qué manera contribuye la incorporación de disipadores de fluido viscoso en el diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos, en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019? Por otro lado, se tiene como problemas específicos:

¿De qué manera aporta los sistemas estructurales de protección sísmica en el diseño sismorresistente de una edificación de ocho pisos en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019?

¿De qué manera logran contribuir las propiedades del disipador de fluido viscoso en el diseño sismorresistente de una edificación de ocho pisos, en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019?

¿Cómo logran contribuir las fuerzas de los dispositivos de fluido viscoso en el diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019?

La hipótesis general fue, La incorporación de disipadores de fluido viscoso disminuirá los esfuerzos y derivas en el diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos, en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019. Teniendo como hipótesis específicas:

Los sistemas estructurales mejoraran el desempeño en el diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos, en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019.

Las propiedades del disipador de fluido viscoso aumentaran amortiguamiento en el diseño sismorresistente de un edificio de ocho niveles, en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019.

Las fuerzas de los dispositivos de fluido viscoso reducirán la energía de entrada en el diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos, en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019.

El objetivo general fue, Analizar e incorporar los disipadores de fluido viscoso en el diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos, en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019. Teniendo como objetivos específicos:

Determinar en qué medida aportan los sistemas estructurales de protección sísmica en el diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos, en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019.

Determinar las propiedades del disipador de fluido viscoso en el diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos, en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019.

Determinar los resultados de las fuerzas de los dispositivos de fluido viscoso en el diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos, en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019.

## II. MARCO TEÓRICO

Verdugo (2007) en su tesis titulada “Control de la respuesta dinámica de estructuras mediante el uso de disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal” para optar por el título de Ingeniero Civil en la ciudad de Nuevo Chimbote, tiene como objetivo principal analizar el desempeño de la respuesta de estructuras ante la acción sísmica mediante disipadores de fluido viscoso.

La presente estructura del proyecto se desarrolló mediante un algoritmo de diseño de estructuras con disipadores de fluido viscoso, se realizó un análisis de la estructura con el fin de obtener datos necesarios para realizar un buen diseño respecto al algoritmo establecido desde un inicio, luego se realizará un análisis tiempo historia de acuerdo a las estructuras sometidas a registros sísmicos establecidos mediante el programa de elementos finitos Sap2000, Para poder obtener un grado de validez del software utilizado, se analizará un sistema de un grado de libertad con un disipador de fluido viscoso con comportamiento lineal, finalmente se analizará una edificación de concreto armado de cinco niveles, que posee la particularidad de ser una estructura muy flexible en su sentido X e Y.

Concluye en que la implementación de disipadores de energía de fluido viscoso, otorga un amortiguamiento extra a una estructura que se encuentre en una zona sísmica.

Azuncion (2016) en su tesis titulada “Análisis comparativo de un pórtico convencional con y sin disipadores de fluido viscoso modelado en Sap2000” para optar el título de Ingeniero Civil en la ciudad de Guayaquil – Ecuador, tiene como finalidad analizar y comparar el comportamiento de un pórtico tradicional con y sin dispositivo de fluido viscoso frente a un riesgo sísmico.

El presente proyecto tiene como finalidad definir los parámetros principales de un pórtico tradicional, seleccionar las dimensiones de los dispositivos de fluido viscoso, modelar en el Sap2000 el pórtico tradicional y el pórtico con disipadores de energía, analizar los desplazamientos y derivas del pórtico con y sin disipadores de fluido

viscoso, comparar el resultado de ambos pórticos, con el fin de visualizar la diferencia entre ambos, determina las ventajas del disipador.

Concluye en que su presente investigación considero que cada uno de los sistemas de protección sísmica tiene ventajas y desventajas, pero el más utilizado es el sistema pasivo debido a que es confiable, eficiente y por lo que no requieren mantenimiento constante. Los sistemas de pasivos son más simples de modelar en software de ingeniería estructural a diferencia de los demás por la complejidad y método de cálculo. Por último, recomienda que la estructura debe estar muy bien diseñada (por capacidad) que cumpla todos los requisitos de la norma y el reglamento para que no exista ningún inconveniente al momento de implementar el disipador

Martínez (2016) hace referencia en su tesis titulada “Análisis de un edificio de acero con amortiguadores viscosos” para optar el título de Ingeniero Civil en México tiene como finalidad estudiar la reducción de la fuerza sísmica frente a terremotos y como parte de ello verificar la semejanza en reducción de desplazamientos o movimiento de una edificación equipada con disipadores de fluidos viscoso.

Concluye en que disipando la energía en las estructuras, es un método recomendable para soportar las fuerzas sísmicas generadas en las edificaciones, por lo cual las medidas en los elementos de concreto armado se pueden disminuir debido a la acumulación de energía absorbida por la estructura, que es un factor importante a considerar para estructuras a diseñar, que necesiten mantenimiento o reforzamiento, siendo los dispositivos de energía una de las primarias soluciones para la protección sísmica de armazones en la actualidad.

Chávez (2016) en su tesis titulada “Análisis, diseño y efectos de interacción sísmica suelo – estructura con disipadores de energía viscosos – Taylor, en un edificio aporticado de 5 niveles en la Urbanización Buenos Aires, Distrito de Nuevo Chimbote” para optar el título de Ingeniero Civil en la ciudad de Nuevo Chimbote, tiene como objetivo principal analizar y diseñar estructuralmente basado en los efectos de interacción sísmica suelo – estructura con disipadores de energía

viscosos – Taylor un edificio aporticado de 5 niveles en la Urbanización Buenos Aires, distrito de Nuevo Chimbote - 2016.

El tipo de investigación es correlacional, como instrumento empleo el ingreso de datos al software Etabs y Safe. Integrated finite element analysis and design of structures. Csi. University of California. Berkeley, California. 2007

Concluye en que se analizó la influencia de la interacción suelo estructura, así como el análisis del comportamiento de la estructura ante un sismo severo escalado en su máxima aceleración en función al espectro de diseño y control de esta mediante la incorporación de disipadores de fluido viscoso, la cual cumple con las distorsiones máximas en la norma.

Por último, recomendó que para realizar un adecuado análisis lineal se debe usar el modelo sísmico dinámico modal espectral considerando los efectos de interacción suelo estructura, y para el análisis no lineal incorporar disipadores de fluido viscoso de disposición Chevron Brace mejorado.

Díaz la Rosa (2014) en su tesis titulada “Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos” para optar el título de Ingeniero Civil en la ciudad de Trujillo, tiene como objetivo principal evaluar el diseño estructural inicialmente planteado para una clínica, analizando los principales parámetros tales como derivas de entrepiso, excentricidad torsional, fuerzas y momentos flectores en los elementos de corte y optimizar el diseño reestructurando el modelo y a través de la incorporación de disipadores de energía viscosos Taylor.

La metodología fue desarrollada en la clasificación de sistemas modernos de protección sísmica, realizó un análisis dinámico espectral con la finalidad de cumplir lo impuesto por la norma E.030, mejoro el diseño estructural que planteo en un inicio, reduce los efectos de torsión, control de derivas.

Concluye en que el diseño tradicional de las estructuras únicamente se encarga de disipar la energía de entrada, con el acoplamiento de los disipadores de fluido

viscoso se reduce la energía inelástica ya que estos dispositivos brindan amortiguamiento, por lo tanto, los daños serán menores.

Navarro (2017) en su tesis titulada “Comparación de las respuestas dinámicas en estructuras con y sin disipadores de energía pasivos de fluido viscoso en la zona sísmica cuatro” para optar el título de Ingeniero Civil en la ciudad de Nuevo Chimbote, tiene como objetivo principal realizar la comparación de las respuestas dinámicas en la estructura de la “Clínica Santa Isabel” con y sin disipadores de energía pasivos de fluido viscoso en la zona sísmica cuatro.

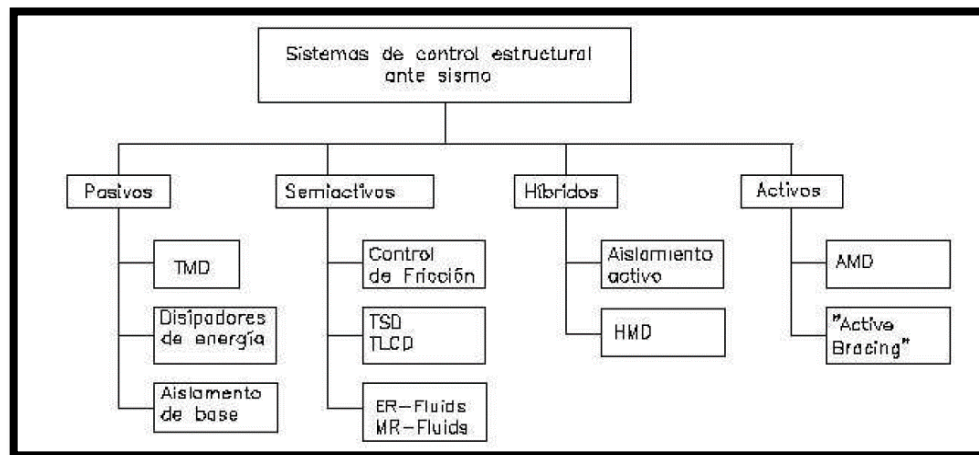
La metodología empleada fue mediante la aplicación de software Etabs donde se lleva a cabo la modelación de la estructura con y sin la incorporación de disipadores de fluido viscoso para la comparación de ambos modelamientos ante la acción sísmica, además del SeismoMatch para el escalamiento del acelerograma de Moquegua 2001 con respecto al espectro de diseño.

Concluye en que. La incorporación de disipadores viscosos, no modifica el periodo fundamental de la edificación, y se comprueba que estos disipadores no alteran el periodo fundamental de la estructura, además se disminuyeron las distorsiones de los entrepisos en un gran porcentaje.

## **Variable independiente: Incorporación de disipadores de fluido viscoso**

### **Sistema de control estructural de protección sísmica**

El control estructural es una propuesta de mejora del diseño sismorresistente convencional, brindando una protección sísmica eficiente, se basan en el acoplamiento de elementos externos a la estructura la cual reducen las fuerzas sísmicas (Villarreal y Oviedo, 2009).



*Figura 1.* Sistemas de control estructural ante sismo.

Fuente: “Diseño sismorresistente de edificaciones con dispositivos de energía”, G. Villarreal y R. R. Oviedo, 2009, p. 23.

### **Sistemas pasivos**

La reacción de los dispositivos pasivos es de forma inercial, modifica las fuerzas dinámicas del edificio reduciendo así los esfuerzos de la estructura, además son económicas debido a que no requieren de un alimentador de energía (Villarreal y Oviedo, 2009).

Estos sistemas disipan parte la energía de la estructura a causa de las excitaciones sísmicas y vientos, no necesitan de ningún activador para su funcionamiento se activan en el instante de las vibraciones en la estructura generando fuerzas en el sentido opuesto al desplazamiento ocasionado por la fuerza inercial.

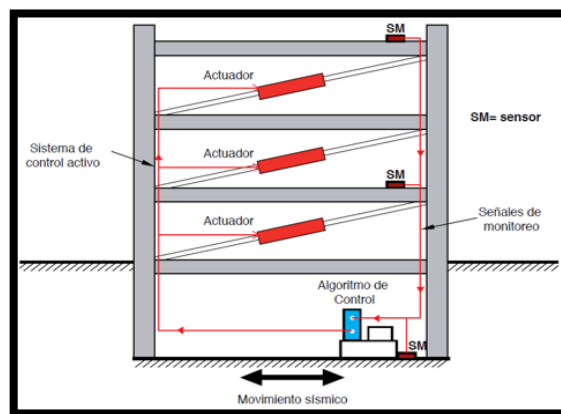
### Sistemas de control semiactivo

Este tipo de sistema está conformado por dispositivos que forman parte de los sistemas pasivos dependientes de un sensor que es alimentada por reducidas cantidades de energía la cual permite controlar al actuador de fuerza (Villarreal y Oviedo, 2009).

### Sistemas activos

Estos sistemas activos captan la energía del sismo por medio de una computadora que maneja el sensor de fuerza que al originarse un sismo es encargada de brindarle la fuerza necesaria al disipador para contrarrestar las fuerzas sísmicas, requieren suministro de grandes cantidades de energía (Villarreal y Oviedo, 2009).

Estos sistemas llevan sensores que ante las excitaciones sísmica en la estructura brindan información a los sistemas de control para que calcule la fuerza de control que se debe generar por parte del actuador que son alimentados por fuentes de energía exterior, contrarrestando así la acción sísmica. En caso de fallar su suministro de energía dejan de funcionar.



*Figura 2.* Esquema de estructura con sistema de control activo.  
Fuente: “Protección sísmica de estructuras”, Corporación de Desarrollo Tecnológico – Cámara Chilena de la Construcción, 2011, p. 13.



## Sistemas híbridos

Los sistemas híbridos son el acoplamiento de los sistemas activos y pasivos, en caso falle el primer sistema aun quedara la intervención por parte sistema pasivo, demandan de menores fuentes de energía (Villarreal y Oviedo, 2009).

Son sistemas con la participación de los sistemas de control pasivo y activo, sin embargo, se distingue de los sistemas pasivo ya que estos perciben información de respuesta por parte de la estructura ante las excitaciones sísmicas, y de los sistemas activos en que el aporte exterior de energía es menor, superando así las deficiencias del uso independiente de cada sistema.

## Tipos de disipadores de energía

Los dispositivos de energía disipan parte de energía de entrada producida por la acción sísmica, reduciendo las deformaciones y daños en la estructura por lo tanto los esfuerzos de la estructura son menores (Villarreal y Díaz La Rosa, 2016).

Estos dispositivos según el ASCE 7 – 10 capítulo 18 se categorizan en 3 grupos de acuerdo a su comportamiento: dependientes del desplazamiento, velocidad, desplazamiento y de la velocidad.

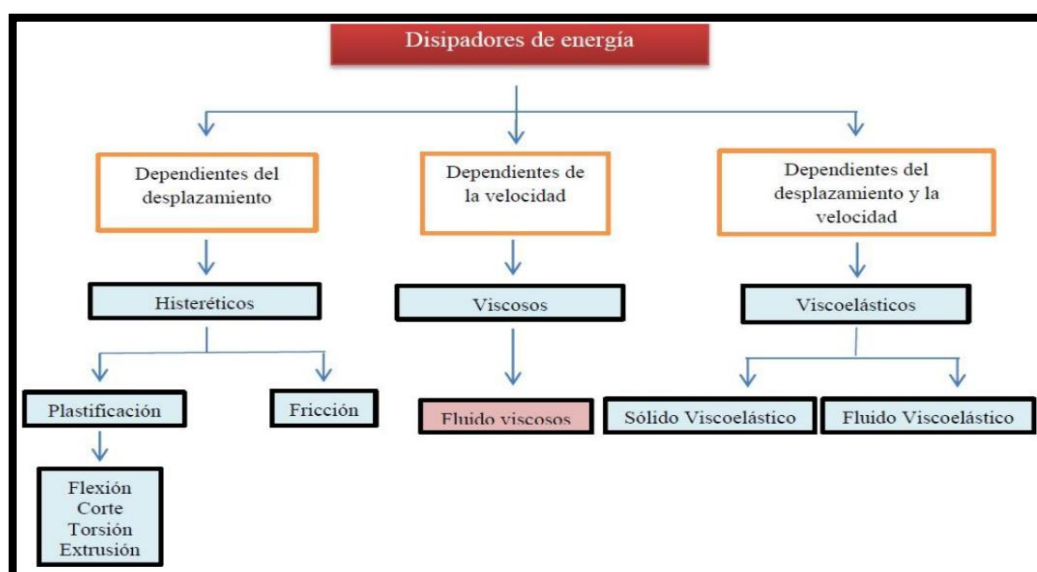


Figura 3. Clasificación de los disipadores de energía.

Fuente: “Edificaciones con disipadores viscoso”, G. Villarreal y M. Díaz La Rosa, 2016, p. 9.

## **Disipadores histeréticos**

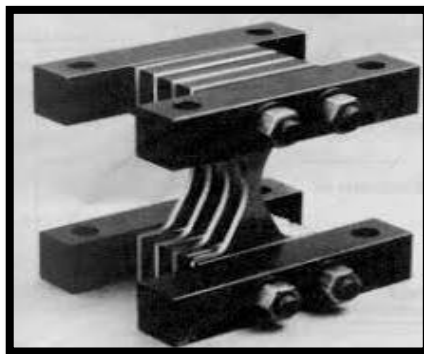
Estos dispositivos se activan por medio del desplazamiento de los entrepisos de la estructura originados por un sismo, disipan la energía por medio de la fricción entre sus superficies de contacto y/o a través de deformaciones plásticas de sus componentes, estos dispositivos deben ser cambiados una vez hayan sido participe de la reducción de fuerza sísmica.

- **Disipadores por plastificación de metales**

Estos dispositivos originan la plastificación de metales mediante esfuerzos de flexión, torsión, cortante o axial con el fin de disipar la energía, son resistentes a los cambios ante los cambios de temperatura y al ambiente en el cual se encuentra expuesto (Villarreal y Oviedo, 2009).

- **Disipadores por flexión sistema ADAS**

Este dispositivo disipador de energía denominado ADAS (Added Damping and Stiffness), disipa la energía por medio de los metales sometido a esfuerzo de flexión está conformada por planchas de metales en forma de X que con llevan a una deformación uniforme en toda su sección brindan la cual garantiza una plastificación uniforme.



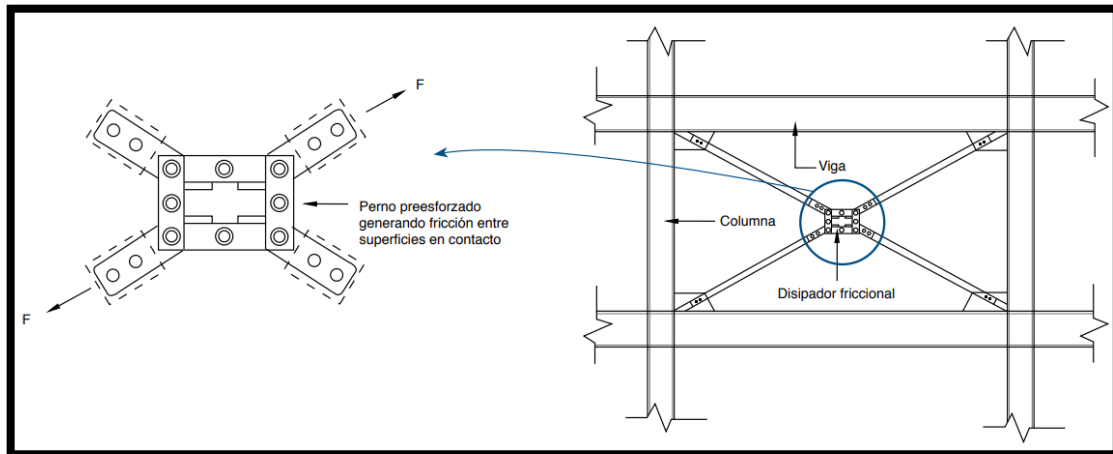
*Figura 4. Sistema ADAS.*

Fuente: “Diseño sismorresistente de edificaciones con dispositivos de energía”, G. Villarreal y R. R. Oviedo, 2009, p. 33.

- **Disipadores por fricción sistema Pall:**

Estos disipadores son diseñados para activarse en sismos severos ya que se debe alcanzar un cierto nivel de carga en el dispositivo sino la disipación de energía por

parte del dispositivo se mantiene inactiva, estos elementos se encuentran arriostrados diagonalmente mediante una interface de fricción en su punto de intersección.



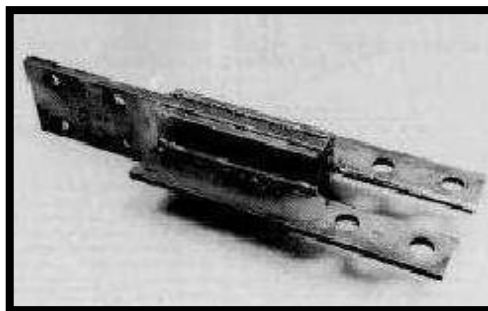
*Figura 5. Sistema Pall.*

Fuente: "Protección sísmica de estructuras", Corporación de Desarrollo Tecnológico – Cámara Chilena de la Construcción, 2011, p. 17.

### **Disipadores viscoelásticos**

Los disipadores viscoelásticos están constituidos por chapas metálicas con capas delgadas de material viscoelástico, una de sus desventajas es que son sensibles a la frecuencia y a los cambios de temperatura (Villarreal y Oviedo, 2009).

Los disipadores de fluido viscoelásticos son activados por acción de las velocidades y desplazamientos, aumentan la rigidez de la estructura, sin embargo, se requiere de varios dispositivos para una mejor eficiencia estructural lo cual no es muy económico.



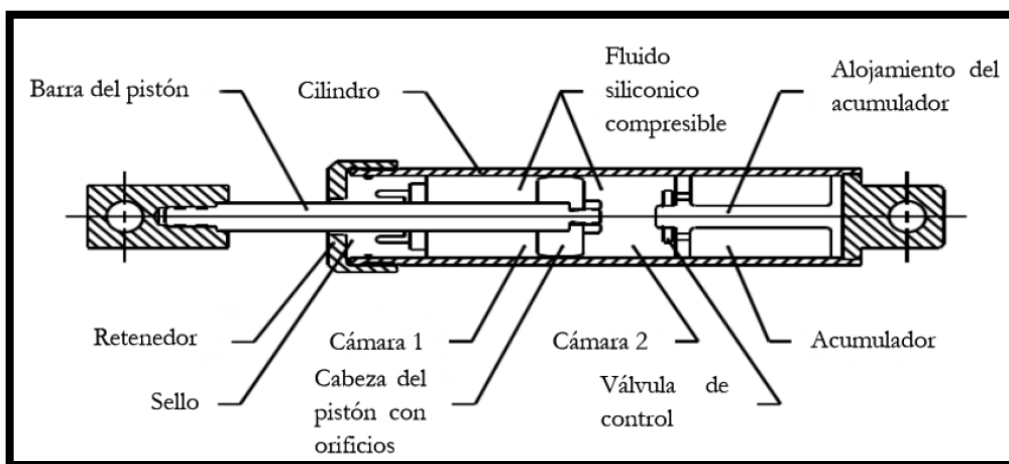
*Figura 6. Dispositivo viscoelástico.*

Fuente: "Diseño sismorresistente de edificaciones con dispositivos de energía", G. Villarreal y R. R. Oviedo, 2009, p. 41.

## Disipadores viscosos

Los disipadores de fluido viscoso disminuyen las deformaciones y los daños debido que observen la fuerza sísmica entrante a la estructura, son dependientes de la velocidad. estos dispositivos no aumentan la rigidez ni resistencia de la estructura excepto si la frecuencia de excitación es muy elevada (Villarreal y Oviedo, 2009).

Los disipadores de fluido viscoso son activados en función de la velocidad siendo la fuerza de disipación de energía proporcional a esta, por otra parte, no dependen del desplazamiento, se mantienen en servicio después de un sismo severo sin la necesidad de mantenimientos exhaustivos. El comportamiento de los gráficos (curvas histéricas) de estos disipadores son de forma elíptica ensanchada en el eje x.



*Figura 7. Elementos del disipador de fluido viscoso.*

Fuente: Diseño Sismorresistente de edificios con disipadores de fluido viscoso", J. P. Chavez, 2017, p. 50.

- **Ecuación general:**

$$F = CV^\alpha$$

- F: Fuerza del amortiguador.
- C: Coeficiente de amortiguamiento.
- V: Velocidad del amortiguador.
- $\alpha$ : Exponente de velocidad, el cual se encuentra en el rango de 0.4 y 0.6 para edificaciones.

## Propiedades del disipador de fluido viscoso

### Coeficiente de amortiguamiento no lineal (C)

El coeficiente de amortiguamiento presenta parámetros del disipador que son deducidos de la información de la propiedad del material. (Villarreal y Oviedo, 2009)

El factor de amortiguamiento del dispositivo, está vinculada a las propiedades del fluido sumergido en el dispositivo.

$$\Sigma C_j = \frac{\beta_H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot (\Sigma_i m_i \delta_i^2)}{\lambda (\Sigma \delta_{rj}^{1+\alpha} \cdot \cos^{1+\alpha} \theta_j)}$$

**Dónde:**

- $\beta_H$ : Amortiguamiento viscoso de la estructura.
- $C_j$ : Coeficiente de amortiguamiento del disipador j.
- $m_i$ : Masa del nivel i.
- $\theta_j$ : Ángulo de inclinación del disipador j.
- $\delta_i$ : Desplazamiento modal en el nivel (correspondiente al primer modo de vibración).
- $\delta_{rj}$ : Desplazamiento modal relativo entre ambos extremos del disipador j en la dirección horizontal (correspondiente al primer modo de vibración).
- $A$ : Amplitud del desplazamiento del modo fundamental (desplazamiento modal relativo desde el techo hasta la base).
- $\omega$ : Frecuencia angular.
- $\lambda$ : Parámetro lambda.

### Exponente de velocidad ( $\alpha$ )

El valor del exponente de la velocidad está comprendido entre los rangos de 0.25 a 2, los valores de  $\alpha = 1$  son de amortiguador lineal, para los valores de  $\alpha < 1$  y  $\alpha > 1$  son de amortiguador no lineal, los valores inferiores a 1 generan mayor fuerza a velocidades no muy elevadas en cambio para valores mayores a 1 se necesita de velocidades altas para ampliar la fuerza de disipador.

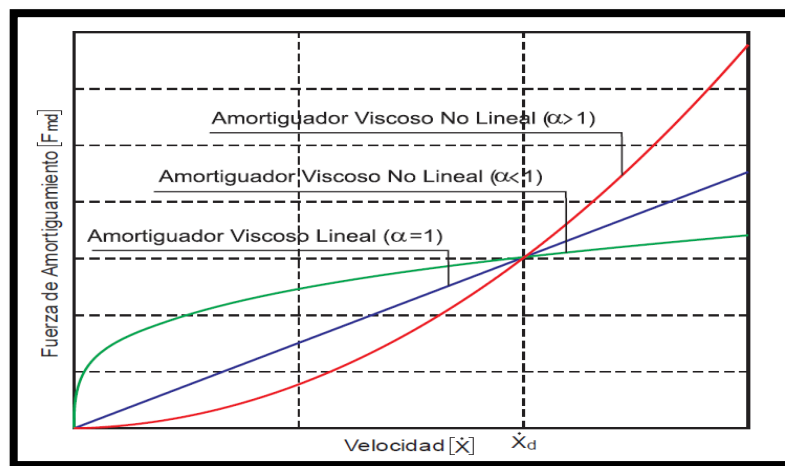
Los valores de  $\alpha$  que son más recomendados para el diseño sísmico de edificios se encuentran en el rango de 0.4 a 0.5. Por lo tanto, estos valores son respuesta a los efectos de la velocidad, gráficamente genera lazos histeréticos para determinar

la eficiencia del disipador en donde fue ubicado y posteriormente saber la disposición de los dispositivos a emplear.

Tabla 1. *Parámetros  $\lambda$  respecto al exponente  $\alpha$ .*

$\alpha$	$\lambda$
0.25	3.7
0.5	3.5
0.75	3.3
1	3.1
1.25	3.0
1.5	2.9
1.75	2.8
2	2.7

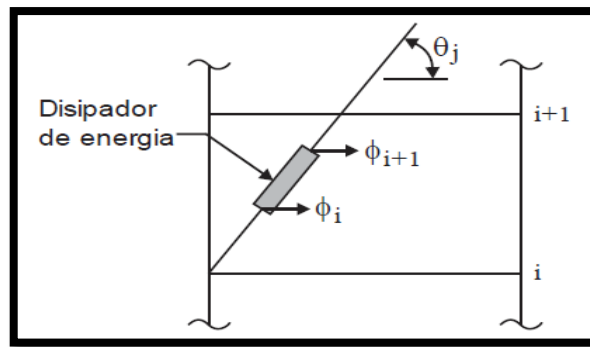
Fuente: “NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA Publication 274”, Council, B. S. S., 1997, p. 9-39.



*Figura 8. Relación velocidad vs fuerza del disipador.*

Fuente: “Edificaciones con disipadores viscoso”, G. Villarreal y M. Díaz La Rosa, 2016, p. 14.

El ángulo de inclinación  $\Theta_j$  y el desplazamiento relativo se ven representados mediante el presente grafico junto a la formula brindada por la norma FEMA 274.



$$\emptyset_{rj} = \emptyset_{i+1} - \emptyset_i$$

*Figura 9. Ángulo de inclinación y desplazamiento relativo en el disipador.*  
Fuente: “Edificaciones con disipadores viscoso”, G. Villarreal y M. Díaz La Rosa, 2016, p. 13.

### **Rigidez del brazo metálico (K)**

El funcionamiento de los brazos metálicos dependiendo de las disposiciones trabajaran solo axialmente tanto a tracción como a compresión debido a los desplazamientos dado en el entrepiso, el diseño tendrá que vencer la fuerza axial máxima producida en el disipador la cual se transmite a los brazos que tratan de sufrir pandeo (Chavez, 2017, p. 52).

Los brazos metálicos deben tener una sección significativa para que sean resistentes antes las cargas axiales.

$$K = \frac{AE}{L}$$

Dónde:

K= Rigidez del brazo metálico

A= Área de la sección del brazo metálico

E= Módulo de elasticidad del acero

L= Longitud a eje del brazo metálico

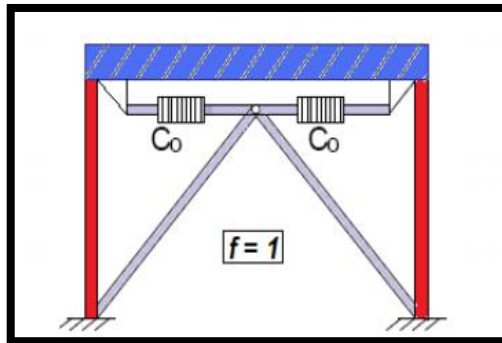
### **Criterios de ubicación de los disipadores de fluido viscoso.**

Se recomienda que los disipadores de fluido viscoso sean ubicados en los entrepisos donde se presenten mayores velocidades y distorsiones (Chavez, 2017).

Se busca ubicar los dispositivos de fluido viscoso tomando en cuenta también la estética de la arquitectura para ello se debe tener cuenta la participación de la arquitectura de la mano con la ingeniería.

- **Disposición Chevron Brace**

La disposición de arriostramiento de Chevron utiliza la capacidad total del amortiguador para resistir el movimiento lateral paralelo al eje longitudinal de los disipadores ya que absorben directamente las fuerzas laterales, los disipadores son ubicados en la parte inferior de la viga en sentido longitudinal a este pese a ello sobre esfuerzan la viga en su zona central para este problema se le adiciona una viga de acero que absorba dicho esfuerzo logrando así una mejor eficiencia.

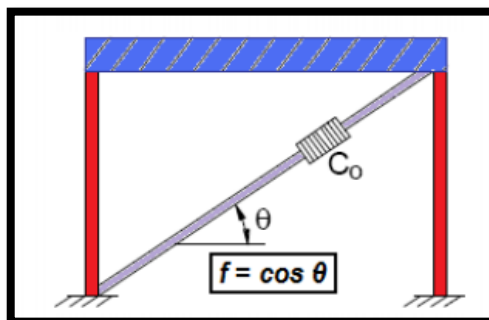


*Figura 10.* Disipadores en disposición Chevron Brace.

Fuente: "Diseño Sismorresistente de edificios con disipadores de fluido viscoso", J. P. Chavez, 2017, p. 75.

- **Disposición Diagonal Simple**

La disposición de arriostramiento diagonal solo tiene un componente de fuerza amortiguadora que resiste el movimiento lateral, su ángulo de inclinación estará orientado al pórtico en el cual estará implementado, por lo que la efectividad del amortiguador será menor debido a la inclinación, a diferencia de los Chevron Brace su costo es más económico ya que se requiere solo un brazo metálico, y no esfuerzan mucho a la viga.



*Figura 11.* Disipadores en disposición diagonal simple.

Fuente: "Diseño Sismorresistente de edificios con disipadores de fluido viscoso", J. P. Chavez, 2017, p. 76.



## Fuerza de los dispositivos de fluido viscoso

### Balance de energía

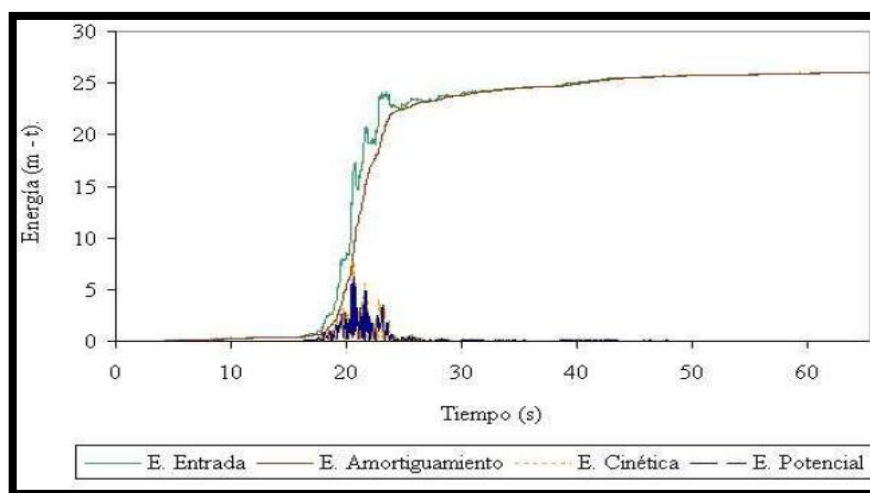
El balance energético es una representación gráfica de la energía de entrada con respecto al tiempo del sismo, cuando se tiene participación de los disipadores fluidos viscosos o de otro sistema de control estructural, intervienen la energía de entrada del sismo, energía cinética y potencial, amortiguamiento de la estructura, amortiguamiento por parte de los disipadores.

La relación de la conservación de la energía está dada por:

$$E = E_k + E_s + E_h + E_d$$

- E: Energía de entrada del movimiento sísmico.
- $E_k$ : Energía cinética.
- $E_s$ : Energía de deformación elástica recuperable.
- $E_h$ : Energía irrecuperable, disipada por el sistema estructural a través de la inelasticidad u
- otras formas de acción.
- $E_d$ : Energía disipada por los dispositivos de amortiguamientos suplementarios.

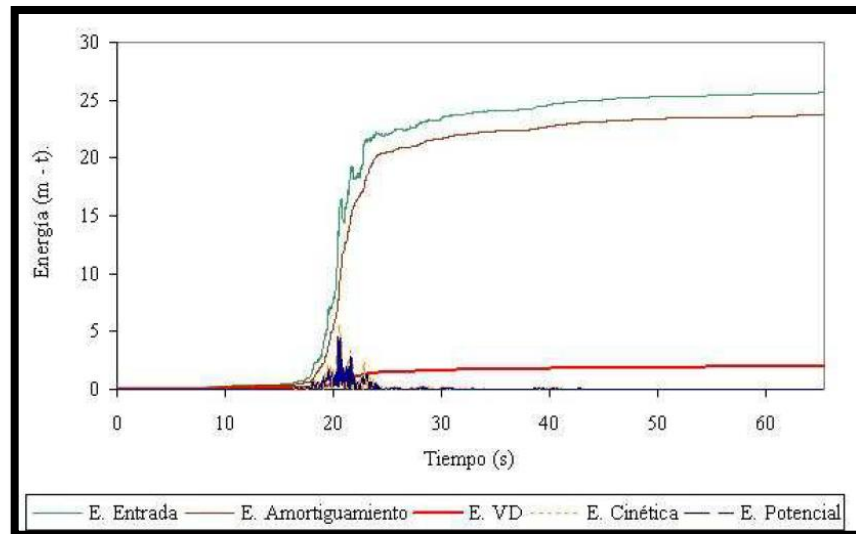
En el gráfico del balance de energía se puede observar la distribución de energía del edificio sin disipadores. Siendo la energía de entrada la línea de color verde la cual es amortiguada por la estructura durante el lapso de tiempo del sismo.



*Figura 12.* Balance de energía de un edificio sin disipadores.

Fuente: "Diseño sismorresistente de edificaciones con dispositivos de energía", G. Villarreal y R. R. Oviedo, 2009, p. 93.

En el grafico del balance energía se aprecia la distribución de energía del edificio con disipador viscoso. A su vez se puede observar la disipación de energía por parte del dispositivo viscoso la cual es la línea color rojo.

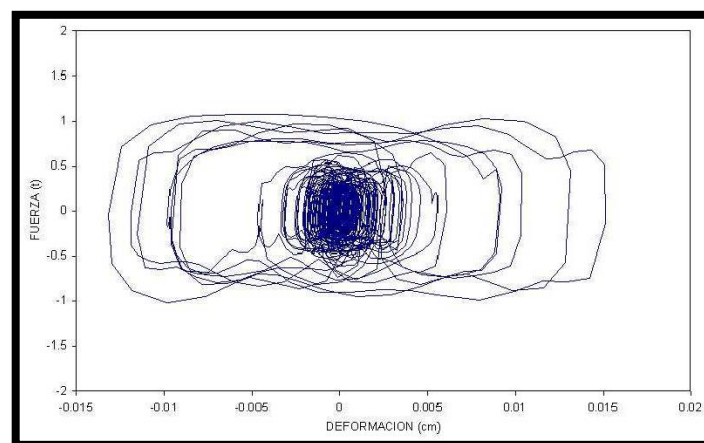


*Figura 13.* Balance de energía de un edificio con disipador viscoso.

Fuente: “Diseño sismorresistente de edificaciones con dispositivos de energía”, G. Villarreal y R. R. Oviedo, 2009, p. 94.

### Curva histeretica

La curva histeretica es una representación gráfica de la fuerza axial con respecto a la deformación producida por el sismo, cuando se tiene participación de los disipadores fluidos viscoso o de otro sistema de control estructural, cada una de estas tiene una peculiar representación de la curva histeretica.



*Figura 14.* Comportamiento histerético del disipador viscoso dada la relación de la fuerza vs desplazamiento.

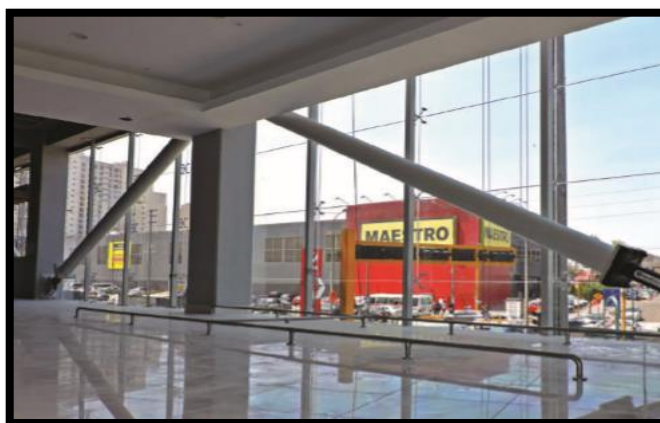
Fuente: “Diseño sismorresistente de edificaciones con dispositivos de energía”, G. Villarreal y R. R. Oviedo, 2009, p. 96.

## **Máximo Stroke**

La empresa CDV Ingeniería antisísmica impone un valor de 5cm. Es la deformación máxima que sufre uno de los dispositivos, el máximo Stroke es un requisito indispensable para la fabricación de la cámara de acumulación silicótica (Chavez, 2017).

## **Fabricante Taylor Devices, Inc.**

Los dispositivos de fluido viscoso son distribuidos por la empresa Taylor Devices, Inc. con sede en EE. UU el cual es representada por CDV Ingeniería antisísmica en el Perú, la cual ya cuenta con alrededor de ocho estructuras ubicadas en Lima con la incorporación de disipadores de fluido viscoso, la gran disposición de los disipadores es que son empleados para reforzamiento y/o construcciones nuevas de las estructuras.



*Figura 15.* Disipador de fluido viscoso aplicado en la ampliación del C.C San Miguel.

Fuente: “Fluid Viscous Dampers, [Amortiguadores de fluido viscoso]”, Taylor Devices Inc., 2019, p. 118.

## **Variable dependiente: Diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos**

### **Parámetros sísmicos**

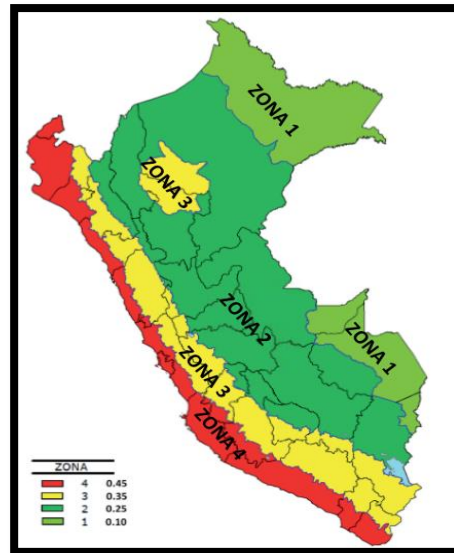
Los parámetros sísmicos indican la zonificación, esta guarda relación con el lugar a construir y con el peligro sísmico que tiene dicha zona, los perfiles de suelo y los parámetros de sitio que tienen valores proporcionados respecto a la zona.

### **Zonificación**

Referente a las figuras mostradas, se plantean las cuatro aceleraciones de gravedad. En donde se hace referencia al factor Z como los porcentajes de

aceleración, cada una de ellas diferencia a la influencia sísmica en cada zona del Perú.

En la Tabla 2, se visualiza las zonas sísmicas, factores de zonificación, aceleraciones máximas esperadas ya que los valores han ido cambiando con el transcurso de los años.



*Figura 16. Mapa de zonas sísmicas.*

Fuente: “Norma E.030 de Diseño Sismorresistente”, Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018, p. 7.

Tabla 2. Factores de zona “Z”.

Factores de zona "Z"	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismorresistente”, Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018, p. 8.

### **Parámetros de sitio (S, $T_p$ , y $T_l$ )**

#### **Factor de suelo respecto a la zona**

Se observan cinco perfiles de suelo de los cuales están representados por una tabla en la cual presenta un factor de suelo para una zona específica. En la tabla 3 no se

está considerando el perfil S4 ya que este perfil pertenece a otros parámetros en los cuales se hace una clasificación basada en el EMS (estudio de mecánica de suelos).

### Perfiles de suelo

Tabla 3. *Factor de suelo respecto a la zona.*

Factor de suelo "S"				
SUELO ZONA	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0.80	1.00	1.05	1.10
Z <sub>3</sub>	0.80	1.00	1.15	1.20
Z <sub>2</sub>	0.80	1.00	1.20	1.40
Z <sub>1</sub>	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: "Norma E.030 de Diseño Sismorresistente", Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018, p. 12.

### Factor de amplificación sísmica (C)

La norma E. 030 (2018) mencionó, el factor de amplificación sísmica(c) está relacionado con la aceleración del suelo y será tomado de acuerdo en el intervalo en el que se encuentre el periodo fundamental.

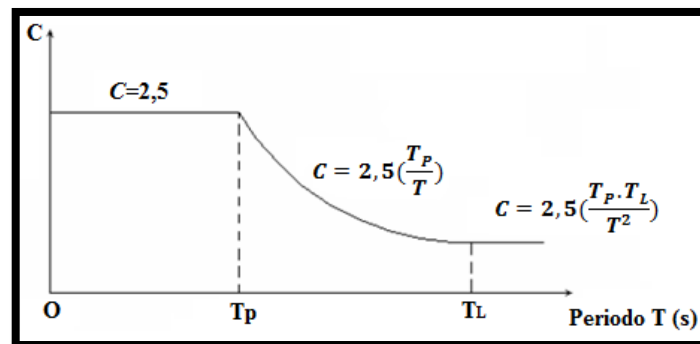


Figura 17. Intervalo del periodo fundamental.

Fuente: Propia

### Periodos "Tp" y "Tl"

En la tabla 4 se observa los periodos, donde Tp define la plataforma del factor de amplificación sísmica y Tl define el inicio de la zona del factor de amplificación sísmica con desplazamiento constante.

Tabla 4. *Periodos establecidos por tipo de perfil de suelo.*

<b>Periodos "T<sub>P</sub>" Y "T<sub>L</sub>"</b>				
	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub> (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T <sub>I</sub> (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismorresistente", Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018, p. 12.

### **Irregularidades estructurales en altura (Ia)**

Los seis tipos de irregularidades estructurales en altura que considera el RNE E 0.30 son:

Tabla 5. *Irregularidades estructurales en altura.*

<b>Irregularidades estructurales en Altura</b>	<b>Factor de irregularidad "Ia"</b>
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	0.75
Irregularidad de Resistencia - Piso Débil	
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.5
Irregularidad Extrema de Resistencia	
Irregularidad de Masa o Peso	0.9
Irregularidad Geométrica Vertical	0.9
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.8
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.6

Fuente: "Norma E.030 de Diseño Sismorresistente", Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018, p. 17.

## Irregularidades estructurales en Planta ( $I_p$ )

Los cinco tipos de irregularidades estructurales en planta que considera Norma E.030 son:

Tabla 6. *Irregularidades estructurales en planta.*

Irregularidades estructurales en planta	Factor de irregularidad " $I_p$ "
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.6
Esquinas Entrantes	0.9
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.9

Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismorresistente", Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018, p. 18.

## Modelos sísmicos

### Metrado de cargas

Cuando nos referimos a un metrado de cargas en edificaciones, se tienen tres definiciones por parte de esta, (a) en donde la cargas, son las fuerzas que resultan significativas para la edificación, (b) cargas vivas o sobrecarga la cual hace referencia al peso de las personas que viven en la edificación, materiales y otros elementos que se puedan mover en la edificación, (c) cargas permanentes o muertas las cuales tienen como influencia el peso propio de los elementos estructurales y elementos externos que están presentes durante la vida útil del edificio, con ello se podrá calcular el peso total de la estructura.

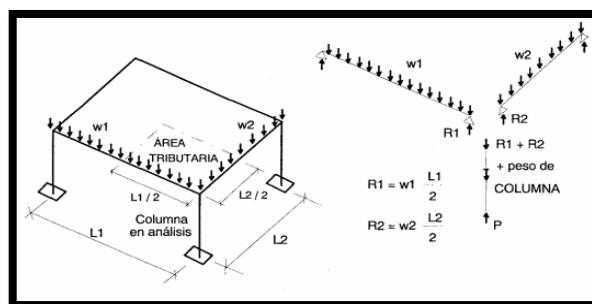


Figura 18. Área de influencia en columnas.

Fuente: "Análisis de edificios", A. San Bartolomé, 1998, p. 28.

### Centro de rigidez

Es aquel punto del nivel que está sujeto únicamente a traslación, los demás puntos se trasladan y rotan en torno a este, en caso de que el C.M de losa no se encuentre en un mismo eje vertical con el C.R del edificio genera la presencia de efectos de torsión, su ubicación del C.R suele acercarse a la zona más rígida de la edificación (San Bartolomé, 1998).

$$X_{CR} = \frac{\sum K_i \cdot X_i}{\sum K_i} \qquad Y_{CR} = \frac{\sum K_i \cdot Y_i}{\sum K_i}$$

### Centro de masa

El centro de masa es el punto geométrico donde son aplicadas las fuerzas de inercia, la cual coincide con el centroide del área de planta del mismo entrepiso, se recomienda que los centros de masas de todos los niveles coincidan con el fin de no originar efectos de torsión excesivos (San Bartolomé, 1998).

$$X_{cmi} = \frac{\sum P_i \cdot X_i}{\sum P_i} \qquad Y_{cmi} = \frac{\sum P_i \cdot Y_i}{\sum P_i}$$

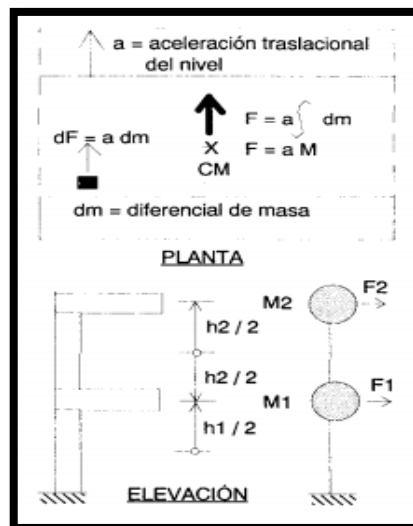


Figura 19. Distribución de masas.

Fuente: "Análisis de edificios", A. San Bartolomé, 1998, p. 214.



### **Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes**

La norma E. 030 (2018) describió, este procedimiento se encarga de designar un conjunto de fuerza actuantes en el centro de masa de cada piso del edificio.

Este análisis sirve para verificar la regularidad estructural, sistema estructural y para comparación de la cortante basal estática y dinámica

- **Fuerza cortante en la base**

La norma E. 030 (2018) explicó, la cortante basal de la estructura debe ser analizada en cada dirección y se calcula mediante:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} . P$$

Teniendo presente que:

$$\frac{C}{R} \geq 0,11$$

- **Distribución de la fuerza sísmica en altura**

La norma E. 030 (2018) definió, cada nivel presenta una fuerza cortante diferente ya que primero se realiza el cálculo de un nivel y al siguiente nivel se le agrega la fuerza cortante del anterior nivel. La distribución de la fuerza sísmica en altura tendrá esta expresión:

$$F_i = \alpha_i . V$$

Siendo:

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Además, se debe evaluar en que rango se encuentra el periodo de vibración fundamental de la estructura para cada dirección, para la selección del exponente “k”

$$T \leq 0.5 \text{ Seg} \quad , \quad k = 1$$

$$T \geq 0.5 \text{ Seg} \quad , \quad k = (0.75 + 0.5T) \leq 2$$

- **Periodo fundamental de vibración**

La norma E. 030 (2018) estima el periodo tomando en cuenta la edificación y sus elementos resistentes además de la altura de los entrepisos a del edificio.

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

**Dónde:**

CT = 35 Para pórticos de concreto armado sin muros de corte y pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

CT = 45 Para pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras y Pórticos de acero arriostrados.

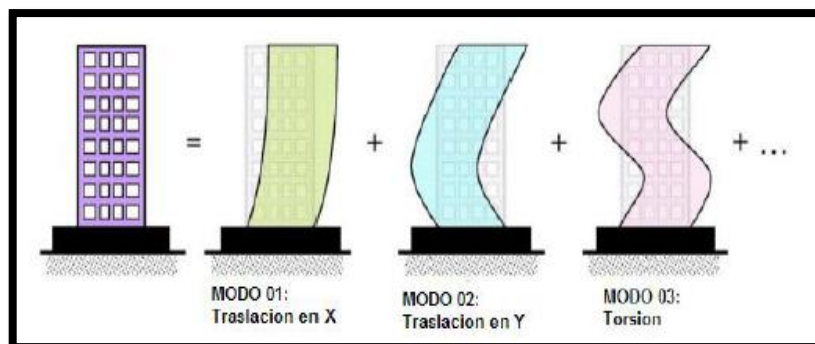
CT = 60 Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

### **Análisis dinámico modal espectral**

Este análisis está basado en la acción dinámica con la combinación modal espectral

- **Modos de vibración**

La norma E. 030 (2018) describió, un análisis modal tiene como interacción la rigidez y a la repartición de masas de la estructura, donde el análisis involucra una serie de cálculo con matrices con el fin de determinar las formas o modos de vibración libre, se tomarán en cuenta los modos de vibración las cuales sus sumatorias de masas sean, aunque sea el 90% de la masa de la estructura, se tendrá en cuenta los 3 primeros modos resaltantes.



*Figura 20. Formas de vibrar de la estructura.*

Fuente: “Ingeniería sismorresistente”, W. Cutimbo, 2016, p. 155.

- **Aceleración espectral**

La norma E. 030 (2018) explicó, el análisis se basa en el empleo de un espectro de pseudo-aceleración inelásticas en cada una de las direcciones horizontales y se calcula mediante:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g$$

Este análisis hace empleo de la masa traslacional y rotacional la cual actúan en el centro de masa de cada piso considerado la excentricidad accidental y de un espectro de respuesta en la que se le indica la dirección en la que va actuar el sismo.

### **Análisis dinámico tiempo – historia**

La norma E. 030 (2018) indicó, que para el análisis tiempo historia es necesario realizar antes un análisis modal espectral con un  $R=1$  siendo este un sismo severo en el rango de la no linealidad el cual será el espectro de diseño, se deben tomar como mínimo 3 registros de acelerogramas cada una de estas debe contar con dos componentes en direcciones ortogonales, estos acelerogramas deben ser semejantes a las características del suelo del proyecto, posteriormente deben ser escalados al espectro de diseño con un rango de periodos  $0.2 T$  y  $1.5T$ .

### **Diseño de elementos estructurales**

#### **Losas**

son los principales elementos horizontales que transmiten las cargas vivas de movimiento, así como las cargas muertas estacionarias a los apoyos verticales de los marcos de una estructura.

#### **Vigas**

Son los elementos estructurales que transmiten las cargas tributarias de las losas de piso a las columnas verticales. Normalmente se cuegan de manera monolítica con las losas y están reforzadas estructuralmente en una cara la parte más baja de tensión, o ambas caras superior e inferior.

## **Columnas**

Son los elementos verticales que soportan el sistema de piso estructural. Son miembros en compresión sujetos en la mayoría de los casos axial y flexión.

## **Muro**

Los muros son los cerramientos verticales para los marcos de los edificios. Estos son necesariamente elaborados con acero y concreto, en varios casos se utilizan en la cimentación.

## **Cimentación**

Las cimentaciones son los elementos estructurales de concreto que transmiten las fuerzas de la superestructura al suelo. Pueden ser de muchas formas, el más simple es una zapata aislada, zapata combinada, losas o plateas, viga de cimentación y pilotes.

### III. METODOLOGÍA

#### 3.1. Tipo y diseño de investigación

**Tipo de estudio,** La presente investigación es de tipo transeccional o transversal de nivel descriptivo porque describe las características, busca establecer un óptimo comportamiento en personas, entidades u otro perfil que se pueda analizar (Arias, 2006).

**Nivel de investigación,** Es de nivel descriptivo porque la relación de las variables en la presente investigación aclara hacia una explicación más profunda (Hernández, Fernández y Baptista, 2014).

**Enfoque de la investigación,** La presente tesis tiene un enfoque cuantitativo, porque se recoge y se analiza datos sobre variables y estudia los fenómenos y las propiedades cuantitativas, fuera de ello en el enfoque cuantitativo se puede observar y medir las pruebas estadísticas (Hernández, Fernández y Baptista, 2014).

El enfoque cuantitativo hace referencia a la precisión que uno tiene cuando interpreta las variables. (Lafuente y Marín, 2008).

**Diseño de investigación,** La presente investigación tiene un diseño no experimental ya que, podría definirse como la investigación que se realiza sin manipular deliberadamente variables. Es decir, se trata de estudios en los que no hacemos variar en forma intencional las variables independientes para ver su efecto sobre otras variables (Hernández, Fernández y Baptista, 2014).

#### 3.2. Variables, Operacionalización

##### **Variables**

Las variables a analizar en el presente proyecto de investigación son:

Variable independiente: Incorporación de disipadores de fluido viscoso.

Variable dependiente: Diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos.

##### **Operacionalización**

Se encuentra definida en la sección ANEXOS.

### 3.3. Población - Muestra

#### Población

La población que se tiene que estudiar debe estar constituida de elementos que se puedan contar, hace referencia a todo el conjunto de datos a estudiar ya que de todas las unidades en estudio se deberá escoger una parte para tomarla como muestra (Niño, 2011).

La población de la presente tesis es el edificio de ocho pisos.

#### Muestra

La muestra es el subconjunto de la población a tomar, esta tendrá que recopilar información para la obtención de resultados (Behar, 2008).

La muestra de la presente tesis es el edificio de ocho pisos.

#### Muestreo

El muestreo es no aleatorio y tomada por conveniencia. Edificio de Muros Estructurales de Categoría A – Esencial de Ocho Pisos ubicado en el Sector Villa Esperanza, Distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí.

### 3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad

Para el logro de los objetivos se llevarán a cabo las siguientes técnicas e instrumentos con el fin de realizar la recolección de datos.

Tabla 7. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.

Variable	Fuente de los datos	Técnica	Instrumento
Diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos	Diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos incorporando disipadores de fluido viscoso en el Sector	Observación y juicio de expertos	Formato de ingreso de datos al software
Incorporación de disipadores de fluido viscoso	Villa Esperanza, Distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019.	Observación y juicio de expertos	Formato de ingreso de datos al software

## **Validez y Confiabilidad**

### **Validez**

La validez, en términos generales, se refiere al grado en que un instrumento mide realmente la variable que pretende medir. (Hernández, Fernández & Baptista, 2014, p. 200).

El instrumento de medición de la presente tesis se trabajó mediante un formato de ingreso de datos al software, el cual contribuyo a elaborar un correcto modelamiento de la estructura y posteriormente analizar y diseñar estructuralmente un edificio con sistema de muros estructurales esencial de ocho pisos.

Para fines del presente proyecto de investigación, la validez de la información presentada tendrá como técnica el criterio de juicio de expertos, teniendo en cuenta un mínimo de tres profesionales expertos en la rama de ingeniería estructural y sísmica, en base a sus conocimientos y experiencias indicaran el perfecto uso de dicho formato.

### **Confiabilidad**

La confiabilidad de un instrumento de medición se determina mediante la aplicación del mismo instrumento en diferentes momentos con el fin de que el resultado sea el mismo (Hernández, Fernández y Baptista, 2014).

## **3.5. Procedimientos**

Para el presente trabajo de investigación la recolección de datos se realizó en libros, revistas, normas y principalmente en artículos científicos, todos estos referidos al diseño sísmico estructural.

## **3.6. Método de análisis de datos**

La presente tesis es de análisis descriptivo en el cual se tiene el apoyo de diagramas para mostrar diferentes resultados como: gráficos de dispersión, diagramas de barra, lineales, etc. El desarrollo de la investigación consto de dos

etapas: reconocimiento del área del terreno, estudio de mecánica de suelos (EMS) y trabajo en gabinete.

**Reconocimiento del área del terreno:** Se basó en realizar una visita al Sector Villa Esperanza, Distrito de San Antonio de Jicamarca, Provincia de Huarochirí con el fin de identificar los predios colindantes y el área en donde se idealizará la edificación esencial de ocho pisos.

**Estudio de mecánica de suelos (EMS):** En esta parte estuvo a cargo una empresa con personal calificado para el desarrollo del estudio de mecánica de suelos en el cual se desarrollaron ensayos in situ y ensayos en laboratorio, los cuales darán inicio al proceso de la tesis.

**Trabajo en gabinete:** Una vez culminado con las dos etapas anteriores se procede al trabajo de gabinete el cual consistió en:

Elaborar del plano estructural a base del área del terreno y ejes.

- Predimensionar los elementos estructurales de la superestructura, tales como: columnas, vigas, losas y placas.
- Asumir el sistema de edificación de muros estructurales y elaborar del plano estructural en base al predimensionamiento de los elementos estructurales.
- Verificar el sistema de muros estructurales.
- Verificar las irregularidades tanto en planta como en altura de la edificación de ocho pisos.
- Realizar el análisis sísmico estático y dinámico espectral en el software Etabs v16.2.1 con el fin de obtener la cortante estática, cortante dinámica, masa de cada piso, derivas de entrepiso y periodos.
- Corregir tres acelerogramas por línea base y filtrado en el software SeismoSignal.
- Escalar tres acelerogramas en el software SeismoMatch, respecto a un espectro de diseño considerando el coeficiente de reducción sísmica  $R=1$



como indica el reglamento nacional de edificaciones, cuya norma es la E.030.

- Analizar y verificar mediante el análisis tiempo – historia, la edificación con los acelerogramas ya escalados al espectro de diseño de sismo severo en ambos casos como se indica en la norma, se procede a elegir el sismo de diseño, el cual debe acercarse a la unidad.
- Diseñar los disipadores de fluido viscosos tanto en el eje x como en el eje y, posteriormente incorporar los disipadores a la estructura en una disposición denominada Chevron Brace, esta disposición cuenta con una viga metálica, dos brazos metálicos, y dos disipadores de fluido viscoso.
- Realizar el análisis dinámico en un tiempo-historia no lineal con los disipadores, con el fin de determinar el funcionamiento del disipador, la energía disipada por estos dispositivos y su porcentaje de amortiguamiento en función a resultados brindados por el software como la disminución de las derivas de entrepiso, lazo histerético y el balance de energía.
- Extraer resultados obtenidos del software Etabs de las fuerzas cortantes y momentos producidos en los elementos estructurales.
- Diseñar y verificar el diseño de los elementos estructurales mediante el Etabs y elaboración manualmente.
- Exportar resultados obtenidos del software Etabs las cargas obtenidas y esfuerzos ocasionados en la base de la estructura.
- Diseñar la cimentación en el software Safe.
- Elaborar gráficos comparativos en base a los modelos sísmicos efectuados en la edificación.
- Contrastar resultados obtenidos en base a los análisis sísmicos efectuados en la estructura con el fin de elaborar las conclusiones y recomendaciones para futuras investigaciones.

### **3.7. Aspectos éticos**

#### **Respeto**

Los investigadores se responsabilizan a respetar la propiedad intelectual de los antecedentes y teorías relacionadas al tema, citando todos y cada uno de la información recopilada utilizando el estilo APA para citar tablas, figuras e información brindada en libros, tesis, normas y revistas científicas.

#### **Honestidad**

Los resultados obtenidos de la tesis son únicamente realizados por los autores demostrando honestidad y credibilidad al momento de verificar dichos resultados.

#### **Responsabilidad**

La presente tesis tiene como finalidad indicar sobre la rama de ingeniería estructural y diseño sismorresistente, con el fin de cambiar su criterio de modelación y optación de elementos de disipación de energía, así como también entregar un producto final que cuente con un diseño completo de una edificación esencial con capacidad de soportar un sismo severo, la cual brindara beneficios y ayuda a una población.

## **IV. RESULTADOS**

### **4.1. Descripción del proyecto**

El presente proyecto de tesis es aplicada a la línea de investigación diseño sísmico y estructural el cual se enfoca en el análisis, interpretación y diseño de una estructura – clínica, descrita por el RNE E.030 como una edificación esencial A2 a aquellas edificaciones que puedan servir como refugio luego de sismo severo, se basa en la estructuración e incorporación de dispositivos de fluido viscoso que disipan gran porcentaje de la energía de entrada ante un sismo severo, el cual reducirá los desplazamientos laterales así como los esfuerzos de los elementos estructurales de la presente edificación en distrito de San Antonio, provincia de Huarochirí.

La estructura está destinada a proporcionar asistencia o tratamiento médico (clínica A2) teniendo una estructura de concreto armado de sistema de muros estructurales, en la cual presenta caja de ascensores, así a su vez presenta placas o elementos de corte en las elevaciones (A, F, 1, 5) para su posterior incorporación de disipadores de fluido viscoso.

La edificación tendrá las siguientes características generales:

- Área de 24m x 30m: 720m<sup>2</sup>
- Altura: 29.5 m (incluye altura de desplante)
- Número de pisos: 8
- Altura del entrepiso del primer nivel: 5m
- Altura de entrepiso de los niveles restantes: 3.5m
- Suelo: S1

#### 4.2. Ubicación y localización

- **Región:** Lima
- **Provincia:** Huarochirí
- **Distrito:** San Antonio
- **Área del proyecto:** Villa Esperanza - Anexo 8



*Figura 21. Ubicación de la edificación.*



Figura 22. Ubicación territorial de la Provincia de Huarochirí en la Región del Perú.

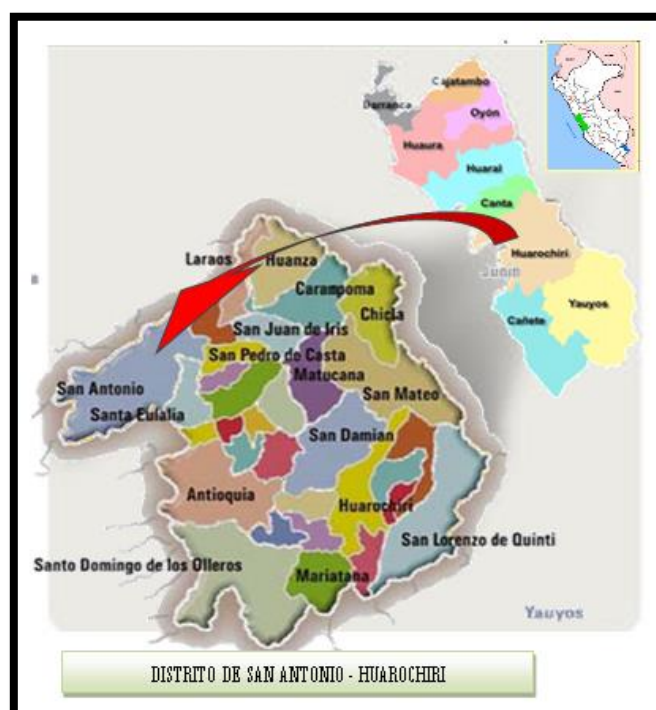


Figura 23. Localización territorial del distrito de San Antonio de Jicamarca, Provincia de Huarochirí.

#### 4.3. Características de los materiales

✓ **Concreto:**

Resistencia nominal ( $F'_c$ ) = 210 kg/cm<sup>2</sup> para todos los elementos estructurales

Módulo de Poisson ( $\nu$ ) = 0.20

Módulo de elasticidad ( $E_c$ ) = 2173706.51 Ton/m<sup>2</sup>

Peso específico ( $\gamma$ ) = 2.4 Ton/m<sup>3</sup>

✓ **Acero corrugado ASTM A615 – Grado 60:**

Resistencia a la fluencia ( $F_y$ ) = 4200 kg/cm<sup>2</sup>

Módulo de elasticidad ( $E$ ) =  $2 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>

Peso específico ( $\gamma$ ) = 7.85 Ton/m<sup>3</sup>

#### 4.4. Cargas consideradas para el análisis del modelamiento

##### 4.4.1. Sobrecarga

La norma E.020 indicó, las cargas vivas están en dadas de acuerdo al tipo ocupación o uso siendo este el caso del proyecto un centro de salud brindado por una clínica haciendo referencia la norma como hospital, las cargas vivas serán:

Tabla 8. *Cargas vivas en la edificación.*

Ocupación	S/C
Salas de operación, laboratorios, y áreas de servicio	300kg/m <sup>2</sup>
Cuartos	200kg/m <sup>2</sup>
Corredores y escaleras	400kg/m <sup>2</sup>

Debido a que el control de personas está contemplado de acuerdo a un aforo, las cargas quedarían muy sobre exigentes debido a ello se considera un promedio de todas las cargas en los diferentes ambientes, quedando así 300kg/m<sup>2</sup> distribuidos uniformemente en los paños de la losa.

#### 4.4.2. Carga muerta

La carga de los acabados tendrá un valor  $100\text{kg/m}^2$ , el peso propio de los elementos estructurales es calculado por medio del software Etabs. La tabiquería no es modelada en el software ya que su influencia no resulta ser significativa al existir placas en la presente edificación, la carga de la tabiquería se consideró como uniforme en todos los paños de la losa siendo su valor de  $150\text{kg/m}^2$ . Se muestra de forma resumida las cargas en la edificación:

Tabla 9. *Cargas presentes en la edificación.*

Descripción	Peso (Ton/m <sup>2</sup> )
(WD)	
Acabados (1er al 8vo piso)	0.1
Tabiquería típica (1er al 8vo piso)	0.15
(WL)	
Sobrecarga típica (1er al 7mo piso)	0.3
Sobrecarga ultimo nivel (8vo piso)	0.15

#### 4.5. Criterios e importancia de la configuración estructural para la modelación

Consiste en tener en consideración la distribución de los elementos estructurales que constituyen en la estructura, teniendo en cuenta la distribución arquitectónica que busca aprovechar los espacios de la edificación debido a ello se tiene algunas restricciones en la estructuración por lo cual se busca brindar una estructura con rigidez, resistencia ante fuerzas laterales y además que se adapte a las necesidades arquitectónicas. Por consiguiente, se hace mención a algunas consideraciones que se tomaron en cuenta para la elaboración del proyecto.

##### 4.5.1. Distribución de masas en los pisos

Debido a que la fuerza sísmica actuante en la estructura está ligada con la masa de acuerdo con la segunda ley de Newton  $F = m.a$ , y considerando que las fuerzas sísmicas crecen a medida de los niveles superiores se debe procurar que la masa sea ligera, debe evitarse también masas excesivas en los pisos superiores y que la masa este simétricamente distribuido en cada piso, por lo

tanto se debe distribuir elementos con dimensiones satisfactorias y a su vez que estos brinden rigidez y resistencia lo cual implica tener una buena estructuración.

#### **4.5.2. Simplicidad y simetría**

Básicamente está regido en la simetría de la forma de planta y altura, debido a que una estructura asimétrica en planta provoca problemas torsionales que pueden generar un mal comportamiento en la estructura causando muchas veces daños irreparables, aunque estos efectos se pueden reducir mediante una distribución adecuada de elementos estructurales con la finalidad de que el centro de masa y el centro de rigidez no se encuentren tan alejados entre sí, además una estructura asimétrica en altura causa concentración de esfuerzos en algunos pisos más que en otros. Por último, Blanco (1997) indicó: “Se busca la simplicidad en la estructura y en la distribución de sus los elementos estructurales ya que son fáciles de analizar por lo tanto evidencian un comportamiento real de la estructura a comparación de estructuras complejas donde se hace muchas simplificaciones en su modelamiento” (p. 5).

#### **4.5.3. Continuidad de los elementos estructurales y distribución del sistema estructural**

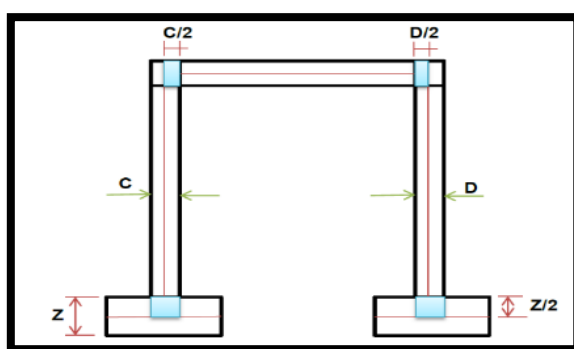
La estructura debe ser continua para evitar cambios bruscos de rigidez y de resistencia, es preferible evitar discontinuidades agresivas de los elementos rígidos en los pisos superiores ello debe controlar gradualmente en su cambio de rigidez, se evita la discontinuidad de la posición de los elementos estructurales con la finalidad de que cumpla un adecuado comportamiento, así como también se evita la presencia de discontinuidades de desalineamientos entre los elemento estructurales que transfieren esfuerzos elevados, se recomienda además no tener pisos inferiores de menor rigidez y resistencia que los pisos superiores evitando los pisos débiles.

En la distribución del sistema estructural preferible que los elementos rígidos se encuentren en los extremos de la estructura y que estos se equilibren con sistemas de características iguales.



#### 4.5.4. Brazo rígido

Es la zona rígida o nudo rígido en la cual existe una interconexión entre los nudos de los elementos estructurales, en el modelamiento al software Etabs para su asignación de los brazos rígidos se le indicó un valor en porcentaje asumiendo así la rigidez en el nudo, el valor a conferir juega un papel importante ya que influye directamente con la rigidez de la estructura por lo tanto, como consecuencia modificara los periodos y desplazamientos de la edificación, su asignación también es de importancia para la representación de resultados en la cara de los apoyos de la longitud libre del elemento despreciando así los esfuerzos en los nudos rígidos por su alta rigidez . Se puede considerar un valor conservador de 75% para estructuras de concreto armado.

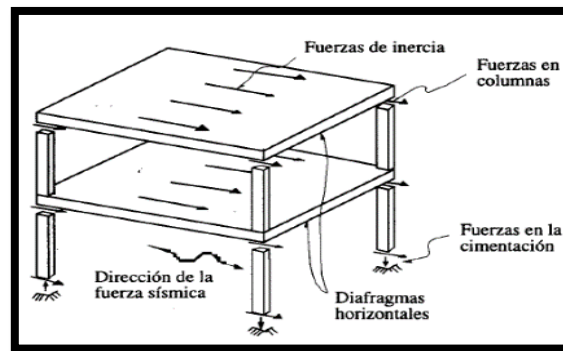


*Figura 24. Brazo Rígido en el pórtico.*

Fuente: "Ingeniería sismorresistente", W. Cutimbo, 2016, p. 84.

#### 4.5.5. Diafragma rígido

Para el sistema de losas que son constituidos por cuerpos rígidos pueden denominarse como diafragmas horizontales rígidos la cual distribuyen de forma proporcional las fuerzas de inercia en los elementos resistentes no presentando deformaciones en su plano, su desplazamiento está sujeto a su centro de masa es decir que todos los puntos se moverán con respecto a este, se desplazan en sus mayores dimensiones y rotan su menor dimensión, las deformaciones suceden en el eje de menor dimensión debido a su menor inercia.



*Figura 25. Transmisión de fuerzas de inercia en la estructura.*  
Fuente: “Diseño sísmico de edificios”, E. Bazán y R. Meli, 2002, p. 193.

#### 4.5.6. Excentricidad accidental

Por lo general las fuerzas son aplicadas en el centro de masa del entrepiso es decir que concordara con el centro de gravedad del edificio, pero en lo real esto no sucede y existe excentricidad en dichos puntos por ello la norma hace mención que se debe considerar el 5% de las dimensiones de las estructuras, ya que ello puede generar torsiones a la edificación.

$$e_x = 0.05 L_x$$

$$e_y = 0.05 L_y$$

**Donde:**

$L_x$ : Dimensión del edificio en la dirección X.

$L_y$ : Dimensión del edificio en la dirección Y.

#### 4.5.7. Estimación del peso sísmico

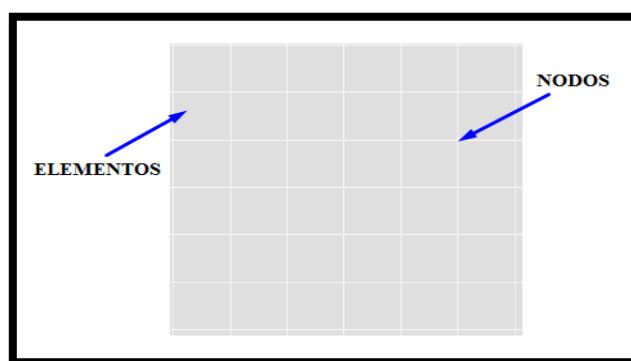
Una vez realizado el metrado de cargas tanto para las cargas muertas como para las cargas viva cabe mencionar que para este último se tomó en consideración la sobrecarga según lo dispuesto en la E.020 de acuerdo al uso u ocupación de la edificación, sin embargo, para la carga viva o sobrecarga solo se considerara un porcentaje, el valor de porcentaje a tomar está de acuerdo a la categoría de la edificación u ocupación el cual está indicado en la E.030. Obteniendo así el peso sísmico:

Tabla 10. *Peso sísmico para edificaciones de categoría A y B.*

Categoría de la edificación	% Carga viva
A y B	50%
$P_{S\acute{m}ico} = 100\%P_{CM} + 50\%P_{CV}$	

#### 4.5.8. Método de elementos finitos

Se utilizó el método de elementos finitos (FEM) la cual consiste en discretizar un elemento continuo, en el cual los elementos finitos del elemento deben coincidir en sus puntos nodales para asegurar la compatibilidad de deformaciones con sus elementos adyacentes conectados. Evidenciando así mejores resultados que se asemejan al real comportamiento del elemento. En el presente proyecto se usó una discretización de mesh externo para muros lo cual permite poner más apoyos en la base de los bordes del elemento discretizado teniendo así una mejor distribución de fuerza a su vez se utilizó un mesh interno en las losas.

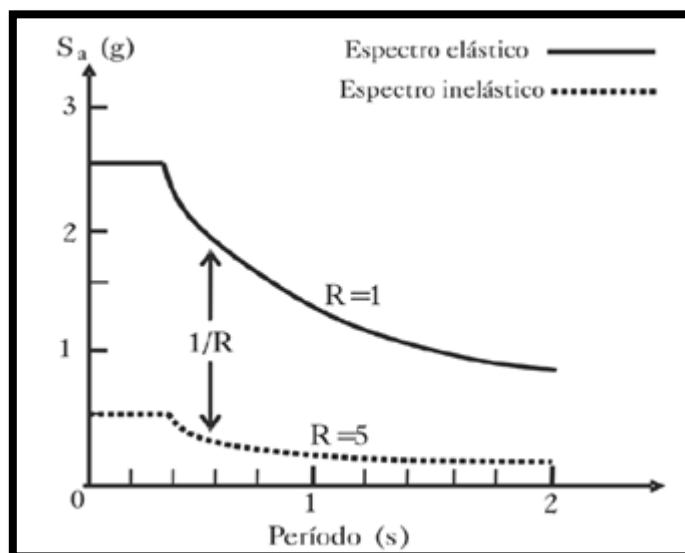


*Figura 26.* Elemento continuo discretizado en elementos finitos.  
Fuente: Propio.

#### 4.5.9. Espectro elástico de diseño reducido y sus coeficientes de reducción de fuerzas sísmica

Los espectros de diseño son tomados como la envolvente de los máximos valores del contorno suavizado, no se diseñan con los espectros de diseño elásticos ya que no resultaría económico diseñar elementos muy sobredimensionados y no es posible diseñar una estructura en la que su comportamiento sea elástico en sismos de gran magnitud y que no presente deformaciones también se tiene en cuenta la probabilidad de retorno de un sismo intenso la cual es muy baja, por ello para el diseño se utiliza un espectro inelástico debido a que se considera la posibilidad de que la estructura disipe energía e incurra en el rango inelástico es decir que se espera la consideración de daño pero eso evita el colapso, para lograr un espectro inelástico se reduce la fuerza de diseño del espectro elástico de diseño por un factor de reducción de fuerzas sísmicas  $R$  que de acuerdo con la E.030 está en relación del sistema estructural y de las irregularidades que se pueda presentar en planta o altura.

De acuerdo con el ATC el factor de reducción de fuerzas sísmicas depende de 3 factores, Redundancia ( $R_r$ ), Ductilidad ( $R_u$ ) y la Resistencia ( $R_s$ ).



*Figura 27. Espectro elástico de diseño reducido.*

Fuente: “Análisis y diseño sísmico de edificios”, R. Rochel, 2012, p. 46.

#### **4.6. Predimensionamiento de elementos estructurales**

Para el predimensionamiento de los elementos estructurales se tuvo en cuenta brindar una adecuada resistencia y rigidez lateral para satisfacer las solicitaciones de carga y efectos de sismo, por consiguiente, se predimensiona los elementos estructurales principales en la presente edificación:

##### **4.6.1. Predimensionamiento de losa maciza en dos direcciones**

La losa tiene como función la transferencia de cargas por gravedad hacia sus elementos de borde siendo el caso de las vigas o muros, a su vez logra una deformación uniforme en cada nivel conformando así la unidad de la estructura esto debido a las dimensiones de su losa no concibiendo deformaciones en su plano hablando así de un diafragma rígido, pudiendo determinarse su peralte con lo siguiente:

Tabla 11. *Espesores de losa maciza en dos direcciones.*

<b>Losa maciza en dos direcciones</b>	
Luces (m)	Peralte
de 4 a 5.5m	L/40
de 5.5 a 6.5m	L/35
de 6.5 a 7.5m	L/30

Fuente: “Diseño de edificaciones de concreto armado”, R. R. Oviedo, 2016, p. 9.

$$h \geq l_n/35$$

**Donde:**

$l_n$  = Luz máxima libre en metros.

$$e_{losa} = \frac{l_n}{35}$$

$$e_{losa} = \frac{6}{35} = 0.17 \approx 0.20 \text{ m}$$

#### **4.6.2. Escalera**

La escalera no es modelada por no ser un elemento sismorresistente, lo cual no es de influencia en el diseño de la edificación.

#### **4.6.3. Predimensionamiento de vigas**

Tiene como función conectar de forma rígida y dar arriostramiento a las columnas conformando así los pórticos ganando así una mayor rigidez lateral, asimismo transmiten carga hacia sus elementos estructurales inferiores tales como columnas y muros. Cabe indicar que el presente peralte predimensionado incluye el espesor de la losa, además las dimensiones obtenidas serán tomadas para las dos direcciones de análisis debido a que la losa es armada en dos direcciones teniendo así vigas principales, la sobrecarga en nuestra presente edificación es de 300kg/m<sup>2</sup>. Para lo cual se usa los siguientes factores:

Tabla 12. Factores para el predimensionamiento de vigas.

S/C (kg/m <sup>2</sup> )	$\alpha$
$S/C \leq 200$	12
$200 < S/C \leq 350$	11
$350 < S/C \leq 600$	10
$600 < S/C \leq 750$	9

Fuente: "Diseño de edificaciones de concreto armado", R. R. Oviedo, 2016, p. 10.

$$h = \frac{l_n}{\alpha}, \quad b = \frac{h}{2}$$

**Donde:**

h = Peralte de la viga.

l<sub>n</sub> = Luz máxima libre en metros.

b = Ancho de la viga.

#### **Predimensionamiento de vigas principales:**

$$h = \frac{6}{11} = 0.54 \approx 0.60 \text{ m}$$

$$b = \frac{0.6}{2} = 0.30 \approx 0.30 \text{ m}$$

**Usar: 0.30x0.60 m<sup>2</sup>**

#### **4.6.4. Predimensionamiento de placas**

Son elementos la cual proporcionan una amplia resistencia y rigidez lateral y tienen como función absorber las fuerzas de corte producidas por las acciones sísmicas reduciendo así significativamente las deformaciones laterales, para zonas de alta sismicidad el espesor de las placas como mínimo deben ser de 0.20 m y la longitud mínima es de 1.20m para que el elemento pueda comportarse tal cual es su función.

También algunos proyectistas consideran la siguiente relación para la determinación de la longitud de la placa:

$$\frac{l_m}{t} \geq 4$$

Se optó por considerar espesores de 0.30 m en todas las placas presentes con la intención de evitar el congestionamiento en las varillas de acero y puedan ser apropiadamente confinados, las longitudes y ubicaciones de las placas quedan a criterio propio teniendo en cuenta la disponibilidad arquitectónica y a su vez buscando como finalidad cumplir con la rigidez adecuada y evitando efectos de torsión importantes.

**Donde:**

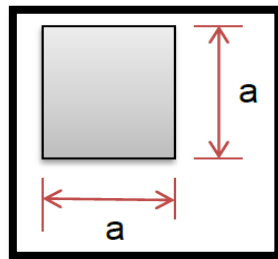
$l_m$  = Longitud del muro.

$t$  = Espesor del muro

#### **4.6.5. Predimensionamiento de columnas**

##### **4.6.5.1. Predimensionamiento inicial de columnas**

Se realiza con la finalidad de posteriormente poder realizar un metrado de cargas tributarias y así poder determinar las dimensiones de las columnas requeridas a cargas solicitantes.



*Figura 28. Simbología de las dimensiones iniciales de columna.*  
Fuente: Propia.

**Donde:**

$H$  = Altura entrepiso

$a$  = Dimensiones de la columna

- **Columna centrada (C3):**

$$a = \frac{H}{8}$$

$$a = \frac{3.50}{8} = 0.44 \approx 0.45 \text{ m}$$

- **Columna excéntrica (C2):**

$$a = \frac{H}{9}$$

$$a = \frac{3.50}{9} = 0.39 \approx 0.40 \text{ m}$$

- **Columna esquinada (C1):**

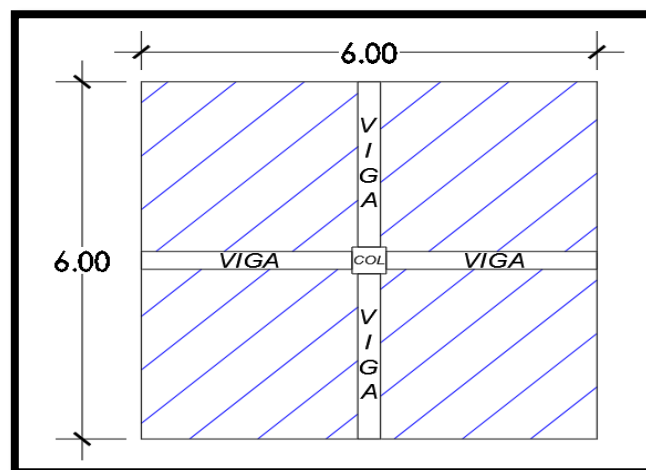
$$a = \frac{H}{10}$$

$$a = \frac{3.50}{10} = 0.35 \approx 0.40 \text{ m}$$

#### 4.6.5.2. Metrado de cargas tributarias en columnas

Se realiza con el propósito de conocer la carga tributaria destinada para cada ubicación de la columna y así poder determinar una posible dimensión más refleja a las condiciones de la presente edificación.

##### 4.6.5.2.1. Metrado de cargas para la columna central



*Figura 29. Área tributaria de la columna central.*  
Fuente: Propia.



Tabla 13. *Metrado de cargas tributarias para la columna central C3 de predimensionamiento inicial.*

Descripción	Metrados de cargas muertas (WD)					
	#Pisos	Área		Longitud	Carga	Carga
	(Und)	b (m)	h (m)	L (m)	(Ton/m3)	(Ton/m2)
Vigas principales en X	8	0.3	0.6	5.55	2.4	
Vigas principales en Y	8	0.3	0.6	5.55	2.4	
Columnas (2do al 8vo piso)	7	0.45	0.45	3.5	2.4	
Columnas (1er piso)	1	0.45	0.45	5	2.4	
Losa maciza	8	32.47				0.48
Acabados	8	35.8				0.1
Tabiquería	8	35.8				0.15
						<b>248.97</b>
	Metrados de carga viva (WL)					
Sobrecarga típica	7	35.8				0.3
Sobrecarga ult. nivel	1	35.8				0.15
						<b>80.54</b>
	Peso tributario (WD + WL)					
						<b>329.51</b>

#### 4.6.5.2.2. Metrado de cargas para la columna excéntrica lateral

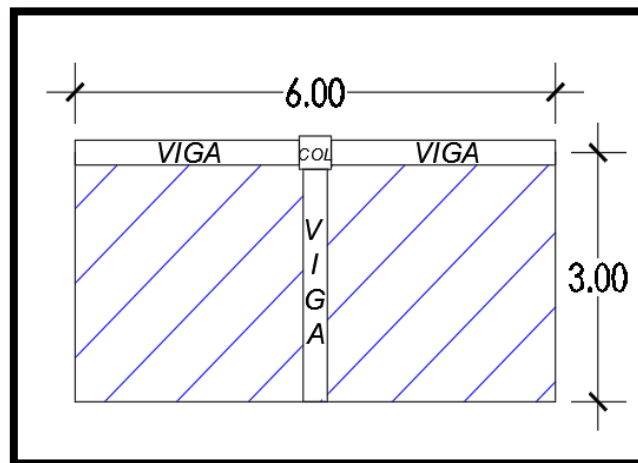


Figura 30. Área tributaria de la columna excéntrica lateral.  
Fuente: Propia.

Tabla 14. *Metrado de cargas tributarias para la columna excéntrica C2 de predimensionamiento inicial.*

Descripción	Metrados de cargas muertas (WD)					
	#Pisos (Und)	Área b (m) h (m)	Longitud L (m)	Carga (Ton/m3)	Carga (Ton/m2)	Peso (Ton)
Vigas principales en X	8	0.3 0.6	5.6	2.4		19.35
Vigas principales en Y	8	0.3 0.6	2.8	2.4		9.68
Columnas (2do al 8vo piso)	7	0.4 0.4	3.5	2.4		9.41
Columnas (1er piso)	1	0.4 0.4	5	2.4		1.92
Losa maciza	8	16.24			0.48	62.36
Acabados	8	18.76			0.1	15.01
Tabiquería	8	18.76			0.15	22.51
						<b>140.24</b>
		Metrados de carga viva (WL)				
Sobrecarga típica	7	18.8			0.3	39.4
Sobrecarga ult. nivel	1	18.8			0.15	2.81
						<b>42.21</b>
						<b>Peso tributario (WD + WL) 182.45</b>

#### 4.6.5.2.3. Metrado de cargas para la columna excéntrica esquinera

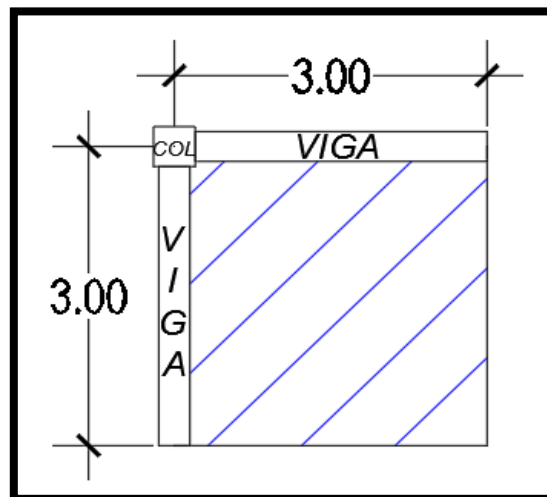


Figura 31. Área tributaria de la columna excéntrica esquinera.  
Fuente: Propia.

Tabla 15. *Metrado de cargas tributarias para la columna esquinera C1 de predimensionamiento inicial.*

Descripción	Metrados de cargas muertas (WD)						Peso (Ton)
	#Pisos	Área		Longitud	Carga	Carga	
	(Und)	b (m)	h (m)	L (m)	(Ton/m3)	(Ton/m2)	
Vigas principales en X	8	0.3	0.6	2.8	2.4		9.68
Vigas principales en Y	8	0.3	0.6	2.8	2.4		9.68
Columnas (2do al 8vo piso)	7	0.4	0.4	3.5	2.4		9.41
Columnas (1er Piso)	1	0.4	0.4	5	2.4		1.92
Losa maciza	8	8.12				0.48	31.18
Acabados	8	9.8				0.1	7.84
Tabiquería	8	9.8				0.15	11.76
							<b>81.46</b>
	Metrados de carga viva (WL)						
Sobrecarga típica	7	9.8				0.3	20.58
Sobrecarga ult. nivel	1	9.8				0.15	1.47
							<b>22.05</b>
	Peso tributario (WD + WL)						<b>103.51</b>

#### 4.6.5.3. Predimensionamiento final de columnas

Para el predimensionamiento de columnas se toma en consideración que estas se encuentran sometidas biaxialmente la cual son originadas por las cargas de gravedad, las de sismo y viento debido que las cargas por gravedad generan momentos de flexión en una dirección y simultáneamente la del sismo en la otra dirección lo cual originan flexión biaxial, debido a que las edificaciones están compuestas por sistemas mixtos, Blanco (1997) explicó: “Para edificios que cuenten con muros de cortes en ambas direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controladas por los muros” (p. 41). Las columnas se pueden dimensionar con la siguiente formula:

$$A_{col} = \frac{P_{servicio}}{n F'c}$$

**Donde:**

$A_{col}$ : Área de columna.

n: Coeficiente sísmico, que depende de la ubicación de columna.

$P_{servicio}$ : Peso tributario de la columna por solicitud de servicio.

A su vez se considera que para zonas sísmicas las columnas como mínimo deben ser de 1000 cm<sup>2</sup>.

- **Columnas centradas:**

$$A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.45 F'_c}$$

$$A_{col} = \frac{329.51}{0.45 * 0.21}$$

$$A_{col} = 3486.92 \text{ cm}^2$$

Las dimensiones de las columnas podrían ser:

Tabla 16. *Dimensiones tentativas para las columnas centradas.*

Sección (cm <sup>2</sup> )	
<b>b</b>	<b>h</b>
25	139.477
30	116.231
35	99.626
40	87.173
45	77.487
50	69.738

A pesar de ello se opta por usar dimensiones de columna de 60 x 80 cm, teniendo como área 4800cm<sup>2</sup>

- **Columna excéntrica:**

$$A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.35 F'_c}$$

$$A_{col} = \frac{182.45}{0.35 * 0.21}$$

$$A_{col} = 2482.31 \text{ cm}^2$$

Las dimensiones de las columnas podrían ser:

Tabla 17. *Dimensiones tentativas para las columnas excéntricas.*

Sección (cm <sup>2</sup> )	
b	h
25	99.293
30	82.744
35	70.923
40	62.058
45	55.163
50	49.646

No obstante, se usa dimensiones de columna de 60 x 70 cm, teniendo como área 4200cm<sup>2</sup>

- **Columna esquinera:**

$$A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.35 F'c}$$

$$A_{col} = \frac{103.51}{0.35 * 0.21}$$

$$A_{col} = 1408.33 \text{ cm}^2$$

Se opta tomar dimensiones de columna 60 x 70 cm similares a la de la columna excéntrica.

#### 4.6.6. Predimensionamiento de la cimentación

La cimentación tiene como función transmitir las cargas provenientes de la estructura de forma adecuada al terreno, que no excedan la capacidad portante del terreno sin causar asentamientos que puedan repercutir en los elementos de la estructura, de acuerdo con el EMS la capacidad portante del terreno es de 3.26 kg/cm<sup>2</sup>. Para el proyecto presentado se propone una cimentación superficial de zapatas conectadas, a continuación, se detalla a el predimensionamiento:

#### 4.6.6.1. Predimensionamiento en planta de la zapata central

Para el dimensionamiento preliminar es necesario conocer las cargas tributarias final de las dimensiones definidas de los elementos estructurales, las cuales se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 18. *Cargas tributarias final en las columnas.*

<b>Cargas tributarias final en las columnas</b>	
Columna central	345.76 Ton
Columna excéntrica	109.39 Ton
Columna Esquinada	67.65 Ton

Tabla 19. *Porcentaje de estimación del peso propio de la zapata.*

<b>q<sub>a</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>P<sub>pz</sub> en % de P</b>
4	4% de P
3	6% de P
2	8% de P
1	10% de P

Fuente: “Diseño de estructuras de concreto armado – Tomo II”, J. E. Ortega, 2015, p. 18.

Para la estimación del peso propio de la zapata considerando su dependencia con la capacidad portante se utiliza la tabla anterior, donde interpolando se obtiene que el peso propio de la zapata será el 5.48% del peso tributario de servicio para cada ubicación de la columna.

Determinación del Área de la zapata:

$$A_z = \frac{P + P_{pz}}{\sigma_t} = \frac{345.76 + (5.48\% \times 345.76)}{32.60} = 11.19 \text{ m}^2$$

Determinando los lados L y S de la zapata:

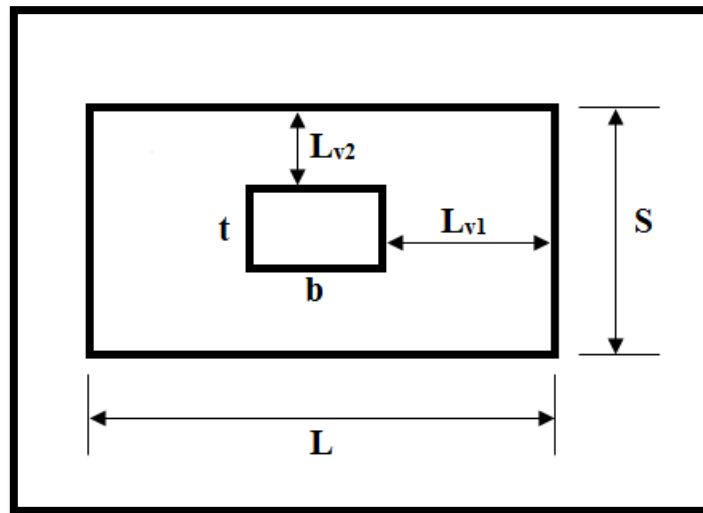


Figura 32. Simbología de dimensiones de la zapata central.  
Fuente: Propia.

$$L = \sqrt{A_z} + \left(\frac{b - t}{2}\right) = \sqrt{11.19} + \left(\frac{0.80 - 0.6}{2}\right) = 3.44 \text{ m} \approx 3.45 \text{ m}$$

$$S = \sqrt{A_z} - \left(\frac{b - t}{2}\right) = \sqrt{11.19} - \left(\frac{0.80 - 0.6}{2}\right) = 3.24 \text{ m} \approx 3.25 \text{ m}$$

Pese a que las cargas se verán incrementadas en el diseño se opta por dimensiones de 3.70m x 3.50m de  $A_z = 12.95\text{m}^2$ .

Cálculo de los volados de la zapata en ambas direcciones:

$$L_{v1} = L_{v2}$$

$$L_{v1} = \left(\frac{L - b}{2}\right) = \left(\frac{3.70 - 0.8}{2}\right) = 1.45$$

$$L_{v2} = \left(\frac{S - t}{2}\right) = \left(\frac{3.50 - 0.6}{2}\right) = 1.45$$

Dimensionamiento de la altura de la zapata:

$$h_c = 0.70 \text{ m}$$

Inicialmente se asume el peralte de zapata, posteriormente con resultados obtenidos en la modelación de la estructura y diseño de la cimentación, se verificará si fue correcto asumir mencionado peralte en caso contrario se

aumentará el peralte con la finalidad de que la cortante aportada por el concreto sea mayor a la cortante actuante.

Debido a la estructura cuenta con placas resulta complicado estimar a primera instancia las dimensiones de su zapata, sin embargo, en el diseño de la cimentación se detallará sus dimensiones, así como en los planos la cual se encontrarán en los anexos.

#### **4.6.6.2. Predimensionamiento de la viga de cimentación**

Se dispone de vigas de conexión para reducir las excentricidades de las zapatas excéntricas, así también para controlar los esfuerzos de corte producidos por las fuerzas actuantes, pudiéndose determinar sus dimensiones mediante lo siguiente:

$$h = \frac{L}{7} \sim \frac{L}{9}$$
$$b = \frac{h}{2} \quad , \quad b \geq 30 \text{ cm}$$

La luz máxima de eje a eje es de  $L = 6.00 \text{ m}$ , por lo tanto, la altura de la viga de cimentación será:

$$h = \frac{6}{7} = 0.857 \approx 0.90 \text{ m}$$

El ancho de la viga de conexión será:

$$b = \frac{0.90}{2} = 0.45 \text{ m} \approx 0.50 \text{ m}$$

Se toma una viga de cimentación de  $0.50 \times 0.90 \text{ m}$ .



## 4.7. Análisis sísmico estático

### 4.7.1. Factor de zona (Z)

El presente proyecto se ubica en el Sector Villa Esperanza - Anexo 8 distrito de San Antonio provincia de Huarochirí y Región de Lima por lo tanto la zonificación sísmica que le corresponde es zona 4 y le pertenece una aceleración de 0.45.

Tabla 20. Factores de zonificación.

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

### 4.7.2. Parámetros de sitio (S, Tp y TI)

**Factor de suelo (S):** De acuerdo con el estudio de suelo, el tipo de suelo es S1 donde tomara un valor de 1.

Tabla 21. Factores de suelo.

Suelo Zona	Factor de suelo "S"			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0.8	1	1.05	1.1
Z <sub>3</sub>	0.8	1	1.15	1.2
Z <sub>2</sub>	0.8	1	1.2	1.4
Z <sub>1</sub>	0.8	1	1.6	2

**Períodos “Tp” y “TI”:** Los periodos del terreno están regidos de acuerdo al tipo de suelo, por consiguiente, tendrá valores de:

Tabla 22. Periodos del terreno  $T_p$  y  $T_L$ .

	Periodos " $T_p$ " Y " $T_L$ "			
	Perfil de suelo			
	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$
$T_p$ (s)	0.3	0.4	0.6	1
$T_L$ (s)	3	2.5	2	1.6

#### 4.7.3. Estimación del período fundamental de vibración (T)

Se puede estimar el periodo natural de acuerdo con la expresión brindada por la E.030.

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

La edificación cuenta con una altura 28m desde el nivel de terreno natural, con un sistema estructural asumido inicialmente de muros estructurales, por lo tanto:

$$T_{xy} = \frac{28}{60} = 0.467 \text{seg}$$

$C_{T_{xy}} = 60$  Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

#### 4.7.4. Factor de amplificación sísmica (C)

El factor de amplificación sísmica está definido de acuerdo las características de sitio, su cálculo está dada por las siguientes expresiones.

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

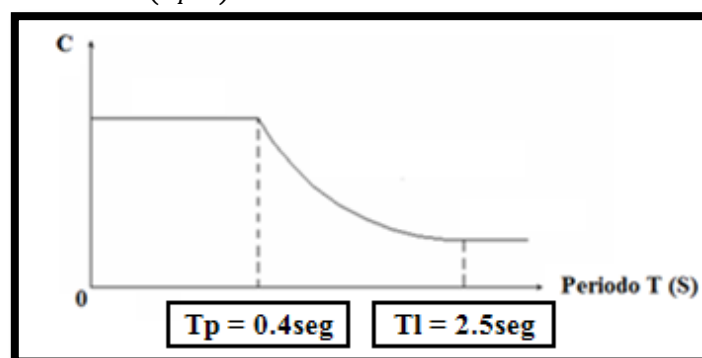


Figura 33. Intervalo del periodo fundamental.  
Fuente: Propia

**Calculando:**

$$T_p < T < T_l$$

$$0.4 \text{ seg} < 0.47 \text{ seg} < 2.5 \text{ seg}$$

Por lo tanto, corresponde:

$$C = 2.5 \left( \frac{0.4}{0.467} \right) = 2.142842$$

#### 4.7.5. Categoría de las edificaciones y factor de uso (U)

La edificación será una clínica, por lo tanto, forma parte de la categoría de edificaciones esenciales correspondiéndole un valor de 1.5.

Tabla 23. *Categoría de las edificaciones esenciales.*

Categoría de las edificaciones y factor “U”		
Categoría	Descripción	Factor
A	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:	1.5
Edificaciones esenciales	- Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.	

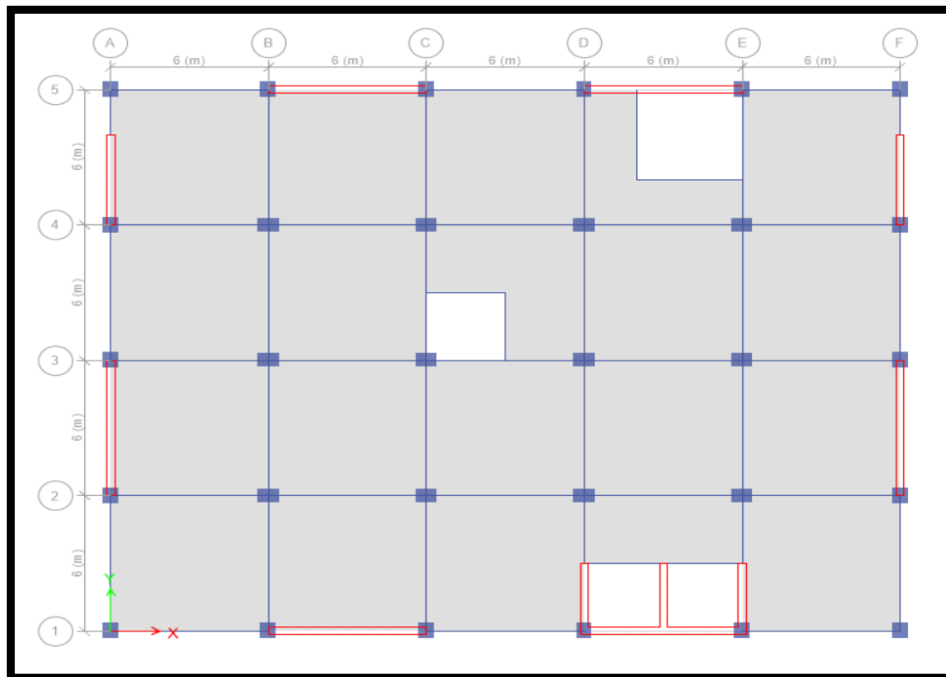
#### 4.7.6. Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (Ro)

Tabla 24. *Coeficiente de reducción sísmica según el sistema estructural.*

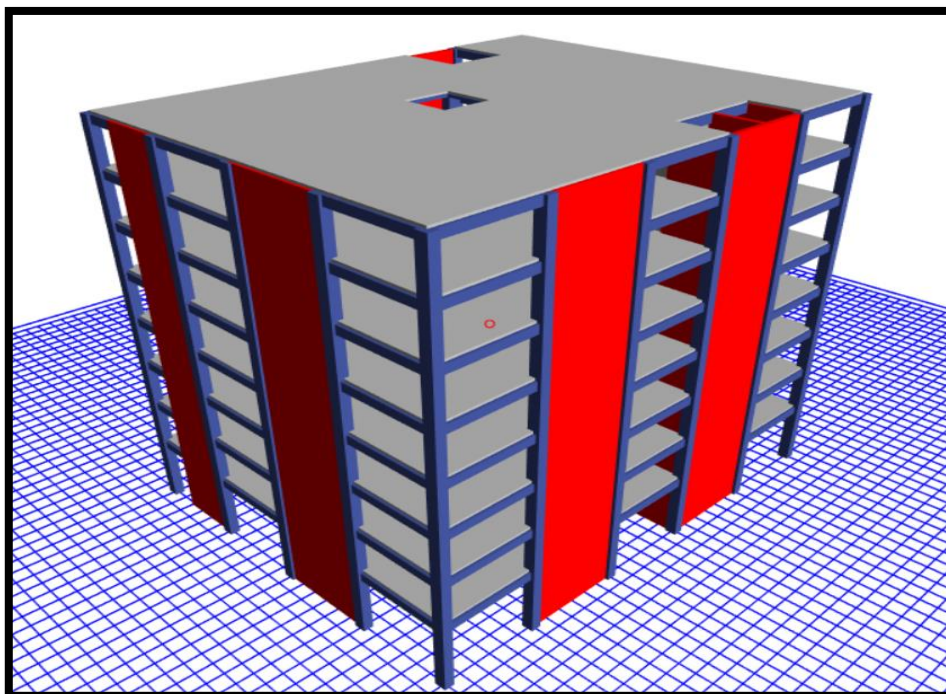
Sistemas estructurales	
Sistema estructural	Coeficiente básico de reducción Ro (*)
<b>Concreto armado:</b>	
Muros estructurales	6

Para iniciar el análisis se asume un sistema estructural la cual es de muros estructurales, de la misma manera asumimos que no existe irregularidades de planta ni de altura, por lo tanto:

$$R = R_0 \times l_a \times l_p = 6 \times 1 \times 1 = 6$$

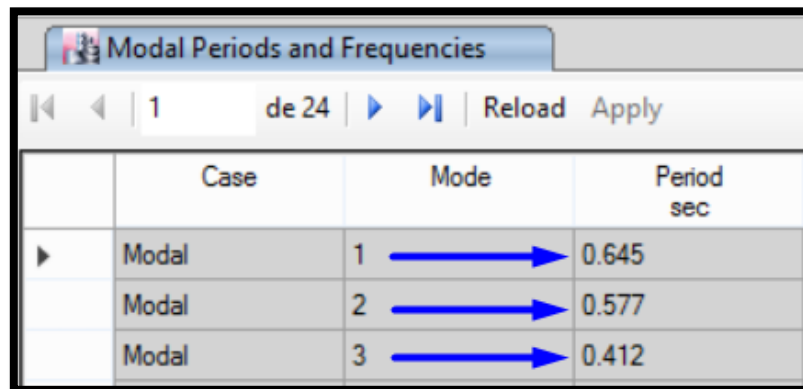


*Figura 34.* Vista de planta del modelo estructural.  
Fuente: Propia.



*Figura 35.* Modelo estructural vista 3D.  
Fuente: Propia.

#### 4.7.7. Periodos naturales de vibración reales de la estructura



	Case	Mode	Period sec
▶	Modal	1 →	0.645
	Modal	2 →	0.577
	Modal	3 →	0.412

Figura 36. Modos de vibración de la estructura.  
Fuente: Propia.

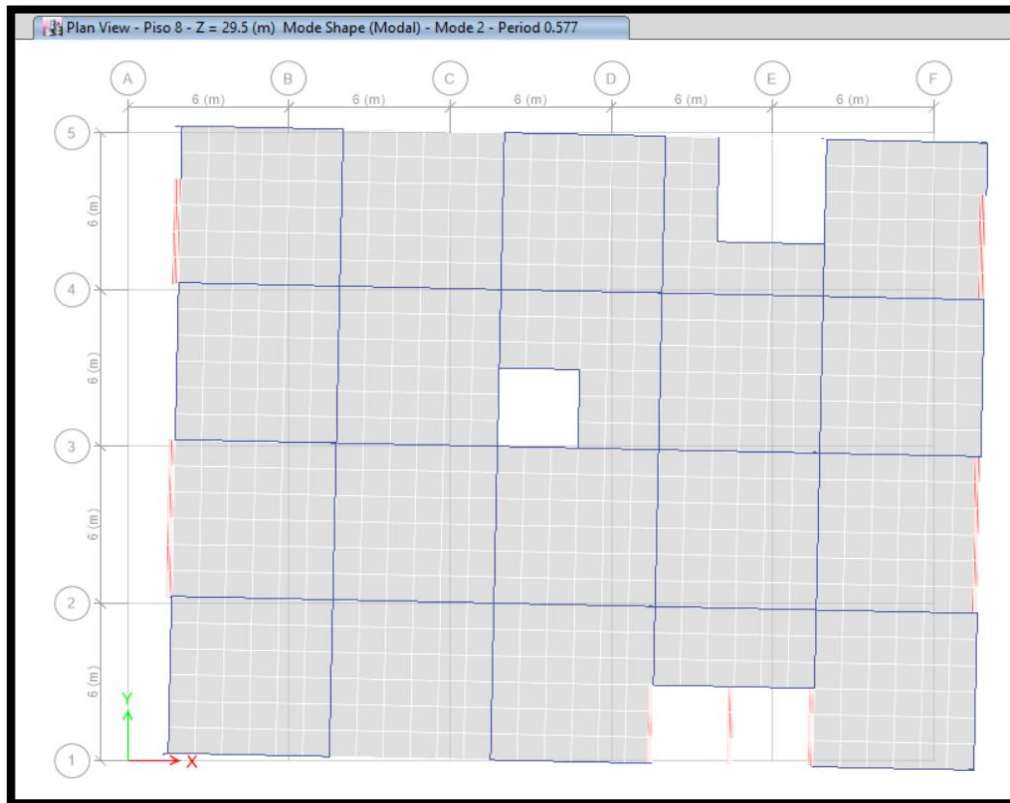
Se sabe que los primeros dos modos deben ser traslacionales y el tercero rotacional se debe buscar este tipo de comportamiento para evitar efectos de torsión lo cual implica una buena estructuración, se analizó los modos de manera que el modo 1 es en el eje “y” siendo su periodo de 0.645seg, el modo 2 es en el eje “x” de periodo 0.577seg, el modo 3 es en el eje “z” de periodo 0.412seg. De acuerdo con la estimación para el control de periodos más conocida:

$$T \cong 0.10 \times N_{pisos}$$

Se aprecia que los periodos son apropiados para la estructura, sin embargo, la estructura resulta ser rígida en las dos direcciones ya que se usara la metodología Hazus lo cual implica tener una estructura más rígida reduciendo así los desplazamientos laterales en consecuencia también disminuirán las derivas, queda a criterio controlar el valor del periodo teniendo en cuenta que su valor depende de la relación de la masa y la rigidez de la estructura, debido a que más adelante se incorporada los disipadores de fluido viscoso que por teoría se conoce que no aumentan la rigidez de la estructura por lo tanto no modificara los periodos más si mejorara el desempeño en la estructura.

#### 4.7.8. Corrección por período real sísmico

- **Coeficientes por periodo real sísmico para “X”:**



*Figura 37. Modo de vibración 2 en dirección de X.*  
Fuente: Propia.

- **Período fundamental de vibración:**

$$T_x = 0.577 \text{ seg}$$

- **Factor de amplificación sísmica (C):**

$$T_p < T < T_L$$
$$0.4 \text{ seg} < 0.577 \text{ seg} < 2.5 \text{ seg}$$

Por lo tanto, corresponde:

$$C = 2.5 \left( \frac{0.4}{0.577} \right) = 1.733102$$

- **Corroboración de C/R:**

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

$$\frac{1.733102}{6} \geq 0.11$$

$$0.28885 \geq 0.11 \text{ (OK)}$$

- **Coeficiente de cortante basal:**

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C}{R} \cdot P$$

$$V = \frac{0.45 \times 1.5 \times 1.1 \times 1.733102}{6} \cdot P$$

$$V = 0.194974 \times P$$

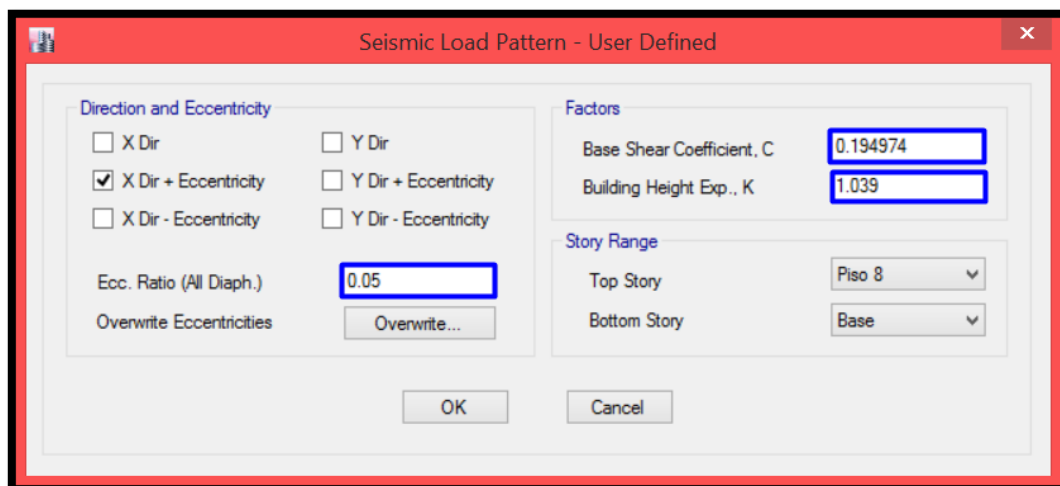
- **Exponente de altura del edificio:**

$$0.577 \geq 0.5 \text{ Seg} \quad , \quad k = (0.75 + 0.5T) \leq 2$$

Por lo tanto:

$$k = (0.75 + 0.5 \times 0.577) \leq 2$$

$$k = 1.039$$



*Figura 38. Asignación del coeficiente en dirección X.*  
Fuente: Propia.

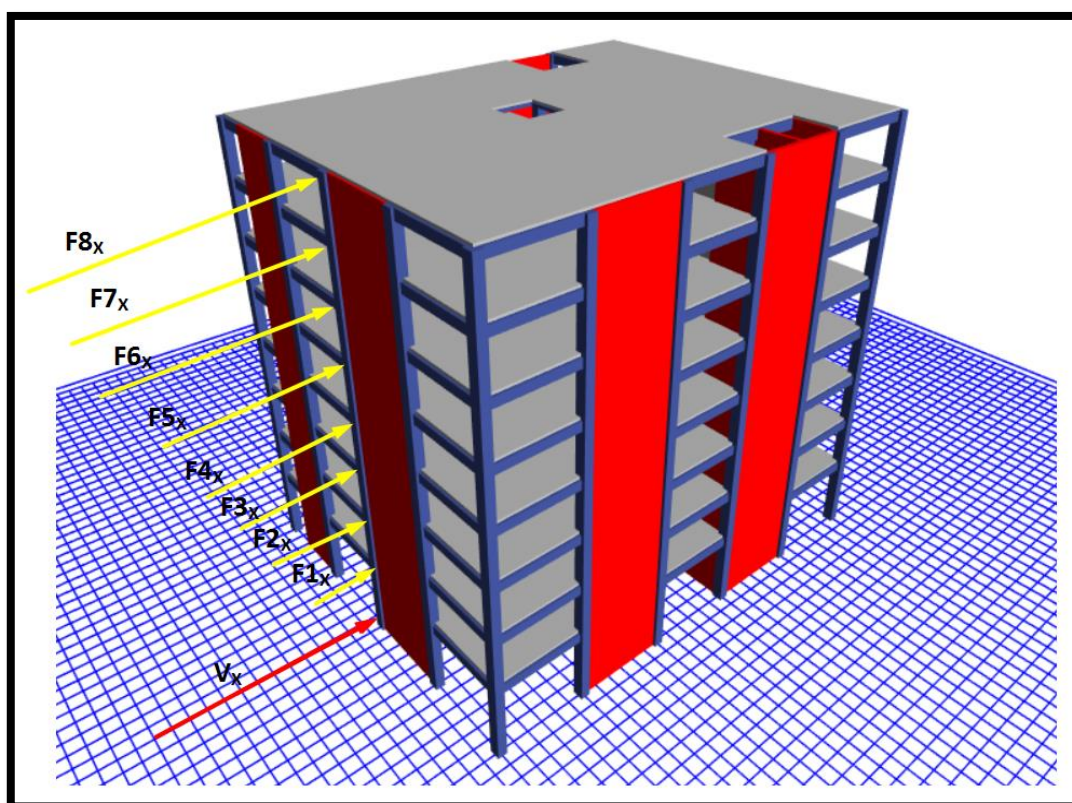


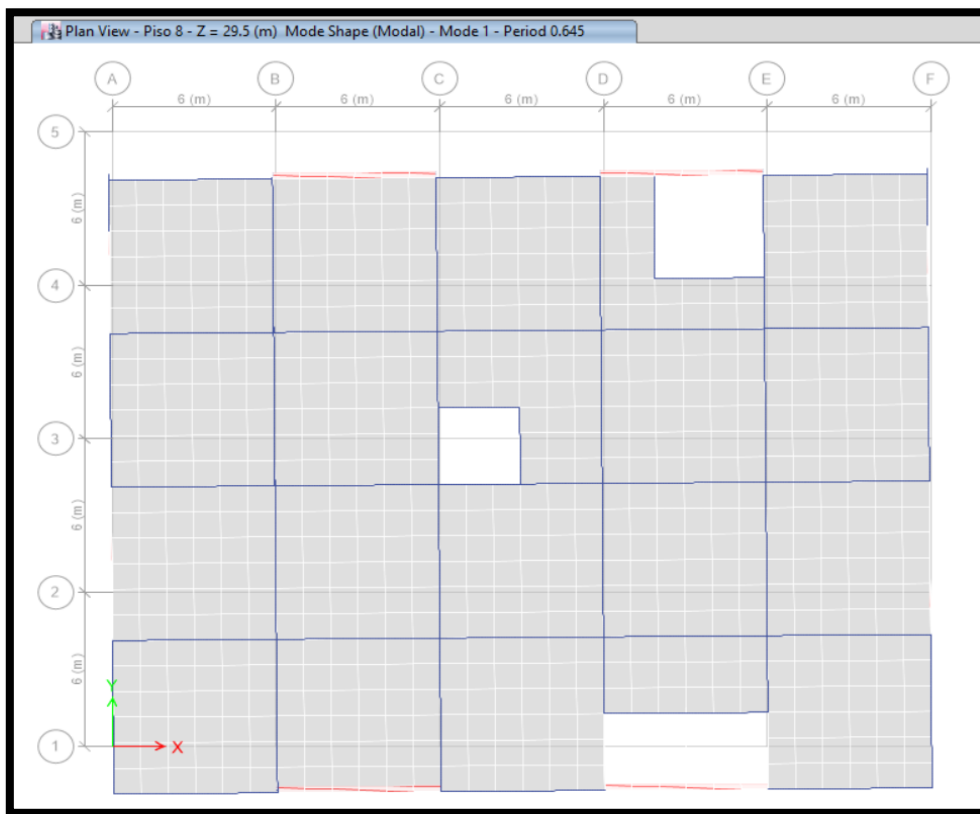
Figura 39. Asignación del coeficiente en dirección X.  
Fuente: Propia.

Tabla 25. Distribución de fuerzas sísmicas en altura y fuerzas cortantes en cada piso en X.

Nivel	Gravedad m/s <sup>2</sup>	Masa (Ton.s <sup>2</sup> /m)	Pi (Ton)	Hi (m)	Pi*((Hi) <sup>k</sup> ) (Ton.m)	αi	Fi (Ton)	Vi (Ton)
8	9.8067	77.06903	755.79	29.5	25,441.80	0.19	261.88	261.88
7	9.8067	93.78305	919.7	26	27,152.17	0.2	279.49	541.37
6	9.8067	93.78305	919.7	22.5	23,364.95	0.17	240.5	781.87
5	9.8067	93.78305	919.7	19	19,600.73	0.14	201.76	983.63
4	9.8067	93.78305	919.7	15.5	15,863.60	0.12	163.29	1,146.92
3	9.8067	93.78305	919.7	12	12,159.52	0.09	125.16	1,272.09
2	9.8067	93.78305	919.7	8.5	8,497.94	0.06	87.47	1,359.56
1	9.8067	99.14635	972.3	5	5,176.42	0.04	53.28	1,412.84
			<b>7,246.30</b>		<b>137,257.14</b>	<b>1</b>	<b>1,412.84</b>	



- **Coeficientes por periodo real sísmico para “Y”:**



*Figura 40. Modo de vibración 1 en dirección de Y.  
Fuente: Propia.*

- **Período fundamental de vibración:**

$$T_x = 0.645 \text{ seg}$$

- **Factor de amplificación sísmica (C):**

$$T_p < T < T_L$$

$$0.4 \text{ seg} < 0.645 \text{ seg} < 2.5 \text{ seg}$$

Por lo tanto, corresponde:

$$C = 2.5 \left( \frac{0.4}{0.645} \right) = 1.550388$$

- **Corroboración de C/R:**

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

$$\frac{1.550388}{6} \geq 0.11$$

$$0.25840 \geq 0.11 \text{ (OK)}$$

- **Coeficiente de cortante basal:**

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C}{R} \cdot P$$

$$V = \frac{0.45 \times 1.5 \times 1.1 \times 1.550388}{6} \cdot P$$

$$V = 0.174419 \times P$$

- **Exponente de altura del edificio:**

$$0.645 \geq 0.5 \text{ Seg} \quad , \quad k = (0.75 + 0.5T) \leq 2$$

Por lo tanto:

$$k = (0.75 + 0.5 \times 0.645) \leq 2$$

$$k = 1.073 \leq 2 \text{ (OK)}$$

$$k = 1.073$$

The image shows a software dialog box titled "Seismic Load Pattern - User Defined". It contains several sections for configuring seismic load parameters:

- Direction and Eccentricity:** Includes checkboxes for "X Dir", "Y Dir", "X Dir + Eccentricity", "Y Dir + Eccentricity" (which is checked), "X Dir - Eccentricity", and "Y Dir - Eccentricity". There is also a text field for "Ecc. Ratio (All Diaph.)" set to 0.05 and an "Overwrite Eccentricities" button.
- Factors:** Includes text fields for "Base Shear Coefficient, C" (0.174419) and "Building Height Exp., K" (1.073).
- Story Range:** Includes dropdown menus for "Top Story" (set to "Piso 8") and "Bottom Story" (set to "Base").

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 41. Asignación del coeficiente en dirección Y.  
Fuente: Propia.

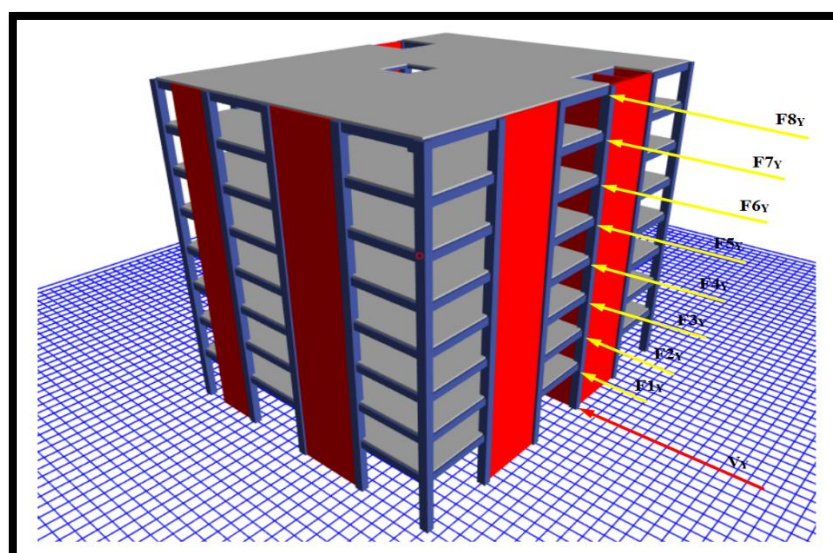


Figura 42. Asignación del coeficiente en dirección Y.  
Fuente: Propia.

Tabla 26. Distribución de fuerzas sísmicas en altura y fuerzas cortantes en cada piso en Y.

NIVEL	Gravedad m/s <sup>2</sup>	Masa (Ton.s <sup>2</sup> /m)	Pi (Ton)	Hi (m)	Pi*((Hi)^k) (Ton.m)	ai	Fi (Ton)	Vi (Ton)
8	9.8067	77.06903	755.79	29.5	28,544.46	0.19	237.71	237.71
7	9.8067	93.78305	919.7	26	30,332.88	0.2	252.61	490.32
6	9.8067	93.78305	919.7	22.5	25,974.01	0.17	216.31	706.63
5	9.8067	93.78305	919.7	19	21,664.56	0.14	180.42	887.05
4	9.8067	93.78305	919.7	15.5	17,412.98	0.11	145.01	1,032.06
3	9.8067	93.78305	919.7	12	13,231.49	0.09	110.19	1,142.25
2	9.8067	93.78305	919.7	8.5	9,139.32	0.06	76.11	1,218.36
1	9.8067	99.14635	972.3	5	5,467.57	0.04	45.53	1,263.89
			<b>7,246.30</b>		<b>151,767.27</b>	<b>1</b>	<b>1,263.89</b>	

Corroboracion de resultados calculados manualmente con el software Etabs:

Auto Seismic - User Coefficients											
1 de 2 Reload Apply											
Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf	
S_ESTX	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Piso 8	Base	0.194974	1.039	7246.2682	1412.8339	
S_ESTY	Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Piso 8	Base	0.174419	1.073	7246.2682	1263.8869	

Figura 43. Cortante basal de la estructura en dirección X e Y.  
Fuente: Propia.

#### 4.7.9. Sistema estructural

##### 4.7.9.1. Sistema de muros estructurales

En teoría este sistema es compuesto únicamente por muros estructurales la cual son predominantes en resistir las acciones sísmicas. Sin embargo, la E.030 hace la clasificación de este sistema de acuerdo a la fuerza cortante que absorben los muros, si esta toma mayor o igual del 70 % del cortante en la base del edificio es considerada como sistema de muros estructurales.

$$70\% \leq V_{Placa}$$

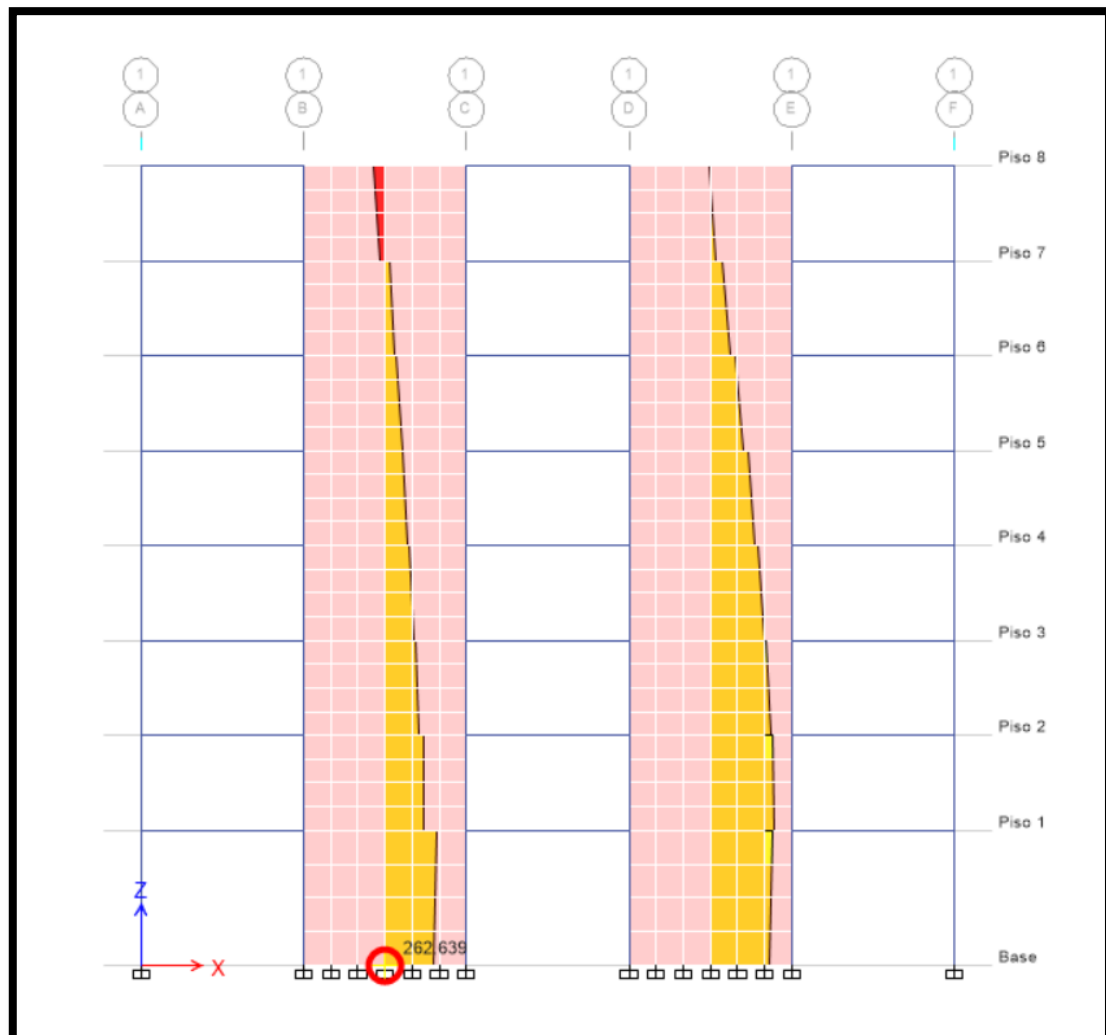


Figura 44. Diagrama de fuerza cortante del pier 8 para el caso sismo estático en X.

Fuente: Propia.

Tabla 27. *Revisión del sistema estructural en la dirección X-X.*

<b>Pisos</b>	<b>Placas</b>	<b>Caso de carga/combo</b>	<b>Ubicación</b>	<b>P Tonf</b>	<b>V2 Tonf</b>
Piso 1	P8	S_ESTX	Fondo	24.25	262.64
Piso 1	P9	S_ESTX	Fondo	-39.47	316.72
Piso 1	P10	S_ESTX	Fondo	13.86	304.97
Piso 1	P11	S_ESTX	Fondo	-18.37	298.94
					<b>1,183.26</b>

$$\%V \text{ Placa} = \frac{1,183.26}{1,412.83}$$

$$\%V \text{ Placa} = 83.75\% \geq 70\% \text{ (OK)}$$

Se comprueba que para la dirección “x” se cumple con el sistema de muros estructurales, quiere decir que fue adecuado asumir inicialmente el sistema de muros estructurales.

Tabla 28. *Revisión del sistema estructural en la dirección Y-Y.*

<b>Pisos</b>	<b>Placas</b>	<b>Caso de carga/combo</b>	<b>Ubicación</b>	<b>P Tonf</b>	<b>V2 Tonf</b>
Piso 1	P1	S_ESTY	Fondo	-168.82	125.83
Piso 1	P2	S_ESTY	Fondo	16.49	283.95
Piso 1	P3	S_ESTY	Fondo	-210.24	78.08
Piso 1	P4	S_ESTY	Fondo	-219.44	69.02
Piso 1	P5	S_ESTY	Fondo	-233.87	79.78
Piso 1	P6	S_ESTY	Fondo	8.58	289.72
Piso 1	P7	S_ESTY	Fondo	-172.21	127.97
					<b>1,054.35</b>

$$\%V \text{ Placa} = \frac{1,054.35}{1,263.89}$$

$$\%V \text{ Placa} = 83.42\% \geq 70\% \text{ (OK)}$$

Se comprueba que para la dirección “y” se cumple con el sistema de muros estructurales, quiere decir que fue adecuado asumir inicialmente el sistema de muros estructurales.

## 4.7.10. Regularidad estructural

### 4.7.10.1. Irregularidades estructurales en altura

- **Irregularidad de rigidez - piso blando (Ia=0.75):**

Se considera que existe irregular por piso débil, cuando la rigidez lateral de un entrepiso es inferior que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso próximo superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores adyacentes.

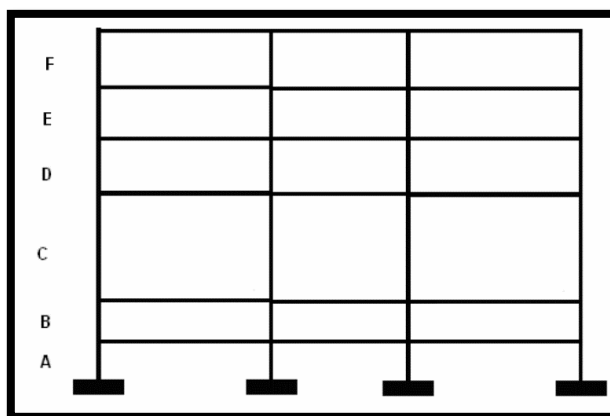


Figura 45. Piso blando (irregularidad de rigidez).  
Fuente: “Análisis sísmico de edificios”, R. Aguiar, 2008, p. 38.

**Condición irregular:**

$$K_C < 0.70K_D ; K_C < 0.8 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$$

Tabla 29. Verificación de irregularidad de rigidez por piso blando en la dirección X-X.

Pisos	Caso de carga	Kx (Tonf/m)	Kx i/Kxi+1	Control Kx i/Kxi+1<0.70	Kx i/Prom Kx +3	Control Kx i/Prom Kx +3<0.80
Piso 8	S-ESTX	66,420.34	-	-	-	-
Piso 7	S-ESTX	129,898.56	1.96	(REGULAR)	-	-
Piso 6	S-ESTX	182,933.31	1.41	(REGULAR)	-	-
Piso 5	S-ESTX	231,924.77	1.27	(REGULAR)	1.83	(REGULAR)
Piso 4	S-ESTX	285,784.60	1.23	(REGULAR)	1.57	(REGULAR)
Piso 3	S-ESTX	360,237.21	1.26	(REGULAR)	1.54	(REGULAR)
Piso 2	S-ESTX	444,029.07	1.23	(REGULAR)	1.52	(REGULAR)
Piso 1	S-ESTX	575,874.97	1.30	(REGULAR)	1.58	(REGULAR)

Tabla 30. Verificación de irregularidad de rigidez por piso blando en la dirección Y-Y.

Pisos	Caso de carga	Ky (Tonf/m)	Ky i/Kyi+1	Control Ky i/Kyi+1<0.70	Ky i/Prom Ky +3	Control Ky i/Prom Ky +3<0.80
Piso 8	S-ESTY	55,174.15	-	-	-	-
Piso 7	S-ESTY	107,024.27	1.94	(REGULAR)	-	-
Piso 6	S-ESTY	148,654.95	1.39	(REGULAR)	-	-
Piso 5	S-ESTY	186,113.81	1.25	(REGULAR)	1.80	(REGULAR)
Piso 4	S-ESTY	227,309.99	1.22	(REGULAR)	1.54	(REGULAR)
Piso 3	S-ESTY	285,931.80	1.26	(REGULAR)	1.53	(REGULAR)
Piso 2	S-ESTY	349,093.76	1.22	(REGULAR)	1.50	(REGULAR)
Piso 1	S-ESTY	471,332.01	1.35	(REGULAR)	1.64	(REGULAR)

Se deduce del análisis que no existe irregularidad de rigidez por piso blando en ninguna dirección de análisis.

- **Irregularidades de resistencia – piso débil ( $\lambda_a=0.75$ ):**

Se presenta irregularidad de piso blando cuando, en alguna de las direcciones de análisis, si la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es menor al 80 % de la resistencia del entrepiso próximo superior.

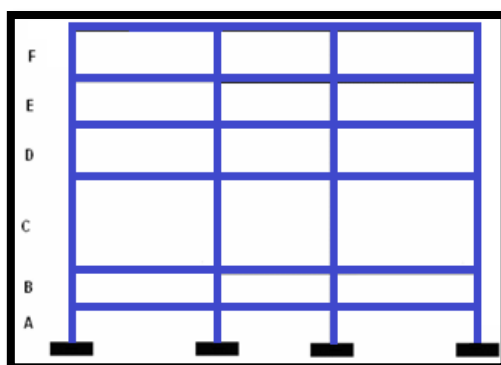


Figura 46. Piso débil (irregularidad de rigidez)  
Fuente: Propia

**Condición irregular:**

$$V_C < 0.80V_D$$

Tabla 31. Verificación de irregularidad de resistencia por piso débil en la dirección X-X.

Pisos	Caso de carga/combo	Vx (Tonf)	Vx i/Vx i+1	Control Vx i/Vx i+1<0.80
Piso 8	S-ESTX	261.88	-	-
Piso 7	S-ESTX	541.37	2.07	(REGULAR)
Piso 6	S-ESTX	781.87	1.44	(REGULAR)
Piso 5	S-ESTX	983.63	1.26	(REGULAR)
Piso 4	S-ESTX	1,146.92	1.17	(REGULAR)
Piso 3	S-ESTX	1,272.08	1.11	(REGULAR)
Piso 2	S-ESTX	1,359.55	1.07	(REGULAR)
Piso 1	S-ESTX	1,412.83	1.04	(REGULAR)

Tabla 32. Verificación de irregularidad de resistencia por piso débil en la dirección Y-Y.

Pisos	Caso de carga/combo	Vy (Tonf)	Vy i/Vy i+1	Control Vy i/Vy i+1<0.80
Piso 8	S-ESTY	237.71	-	-
Piso 7	S-ESTY	490.32	2.06	(REGULAR)
Piso 6	S-ESTY	706.62	1.44	(REGULAR)
Piso 5	S-ESTY	887.04	1.26	(REGULAR)
Piso 4	S-ESTY	1,032.05	1.16	(REGULAR)
Piso 3	S-ESTY	1,142.24	1.11	(REGULAR)
Piso 2	S-ESTY	1,218.35	1.07	(REGULAR)
Piso 1	S-ESTY	1,263.89	1.04	(REGULAR)

Por consiguiente, se deduce del análisis que no existe irregularidades de resistencia por piso débil en ninguna dirección de análisis.

- **Irregularidad extrema de rigidez ( $I_a=0.50$ ):**

Se considera que existe irregular por piso débil, cuando la rigidez lateral de un entrepiso es inferior que el 60% de la rigidez lateral del entrepiso próximo superior o menor que el 70% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores adyacentes.



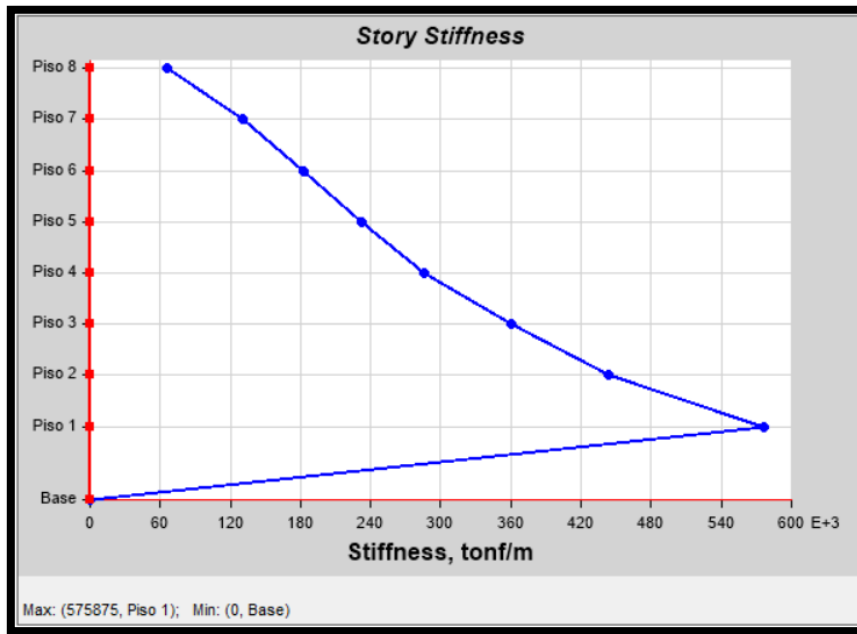


Figura 47. Grafica de rigidez de los entrepisos en la direcc3n X-X.  
Fuente: Propia.

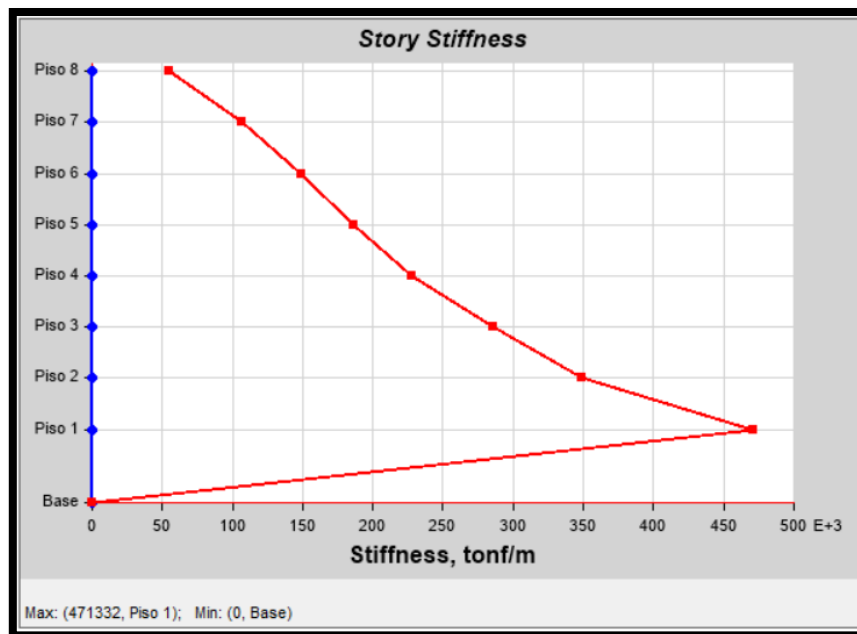
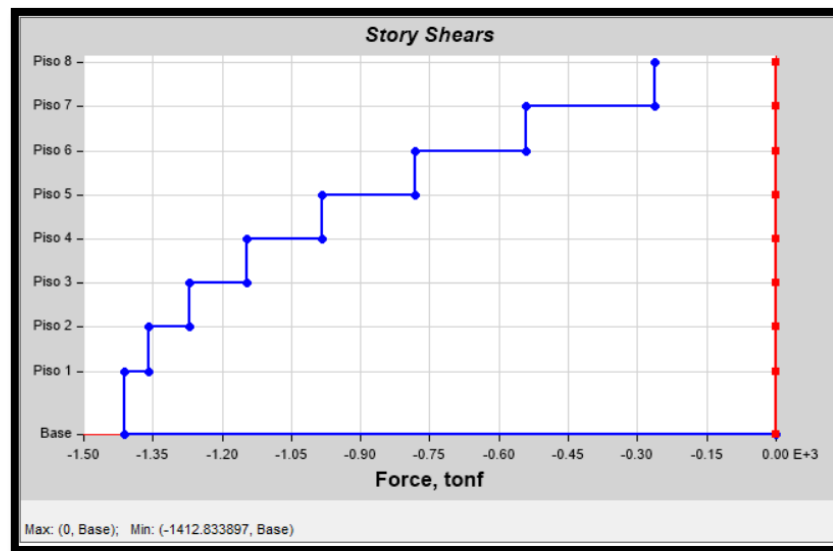


Figura 48. Grafica de rigidez de los entrepisos en la direcc3n Y-Y.  
Fuente: Propia.

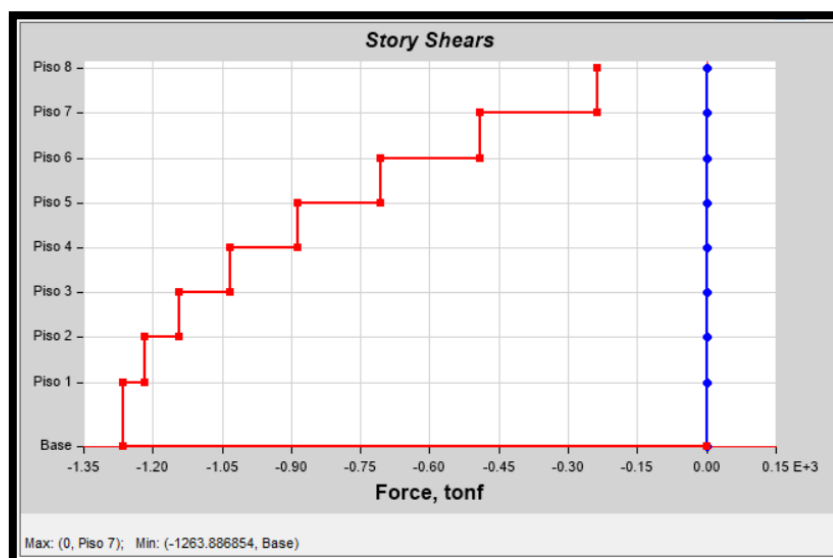
Por inspección se evalúa que no existe irregularidad extrema de rigidez en ninguna de las direcciones de análisis, debido a que en la gráfica las rigideces tienden ser mayores en los pisos inferiores de forma descendente hasta los pisos superiores.

- **Irregularidad extrema de resistencia – piso débil ( $I_a=0.50$ ):**

Se presenta irregularidad de piso blando cuando, en alguna de las direcciones de análisis, si la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es menor al 65 % de la resistencia del entrepiso próximo superior.



*Figura 49.* Grafica de cortantes de los entrepisos en la dirección X-X.  
Fuente: Propia.

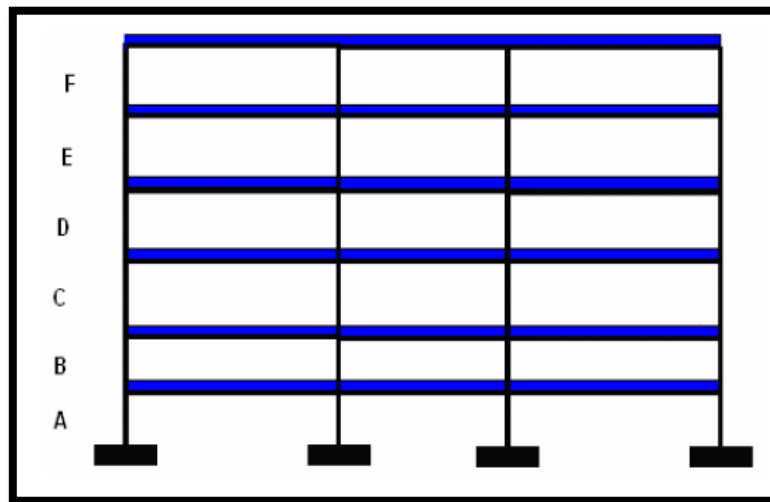


*Figura 50.* Grafica de cortantes de los entrepisos en la dirección Y-Y.  
Fuente: Propia.

Por inspección se verifica que no existe irregularidades extremas de resistencia en ninguna de las direcciones de análisis, debido a que en la gráfica de cortantes tienden ser mayores en los pisos inferiores de forma descendente hasta los pisos superiores.

- **Irregularidad de masa o peso ( $I_a=0.9$ ):**

Existirá irregularidad de masa cuando, la masa de un piso, es mayor que 1.5 veces la masa de un nivel adyacente. No se aplica en sótanos ni en azoteas.



*Figura 51. Irregularidad de masa.*

Fuente: “Análisis sísmico de edificios”, R. Aguiar, 2008, p. 38.

**Condición irregular:**

$$M_D > 1.5M_E \text{ ó } M_E > 1.5M_D$$

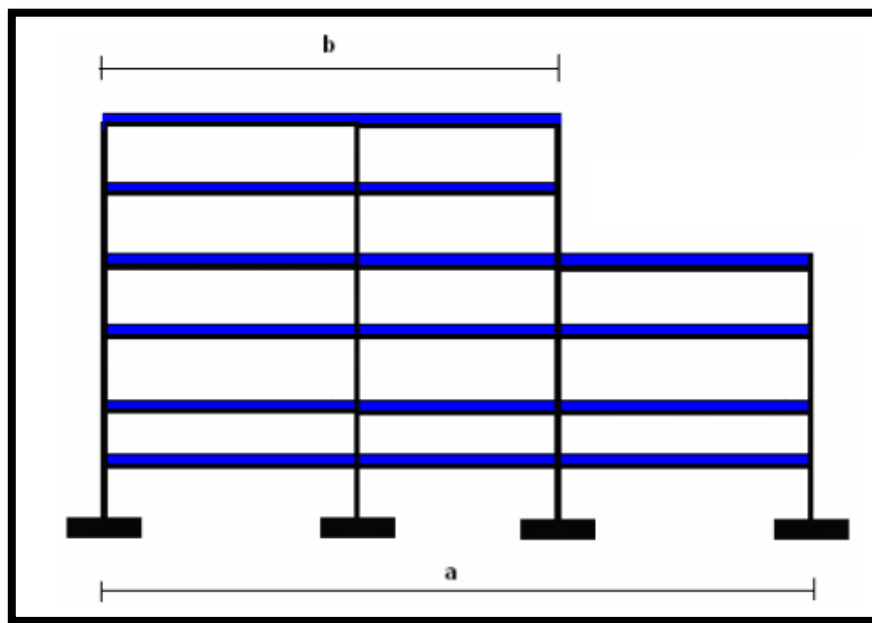
Tabla 33. Verificación de irregularidad de masa en la edificación.

Nivel	Masa (Tonf- s <sup>2</sup> /m)	Peso sísmico (Tonf)	M i/M i+1	Control M i/M i+1>1.5	M i+1/Mx i	Control M i+1/M i>1.5
Piso 8	77.06903	755.79	-	-	0.82	(REGULAR)
Piso 7	93.78305	919.70	1.22	(REGULAR)	1.00	(REGULAR)
Piso 6	93.78305	919.70	1.00	(REGULAR)	1.00	(REGULAR)
Piso 5	93.78305	919.70	1.00	(REGULAR)	1.00	(REGULAR)
Piso 4	93.78305	919.70	1.00	(REGULAR)	1.00	(REGULAR)
Piso 3	93.78305	919.70	1.00	(REGULAR)	1.00	(REGULAR)
Piso 2	93.78305	919.70	1.00	(REGULAR)	0.95	(REGULAR)
Piso 1	99.14635	972.30	1.06	(REGULAR)	-	-
		<b>7,246.30</b>				

Se logra apreciar que no cumple la condición irregular. Por lo tanto, no existe irregularidades de masa en la estructura.

- **Irregularidad geométrica vertical ( $I_a=0.9$ ):**

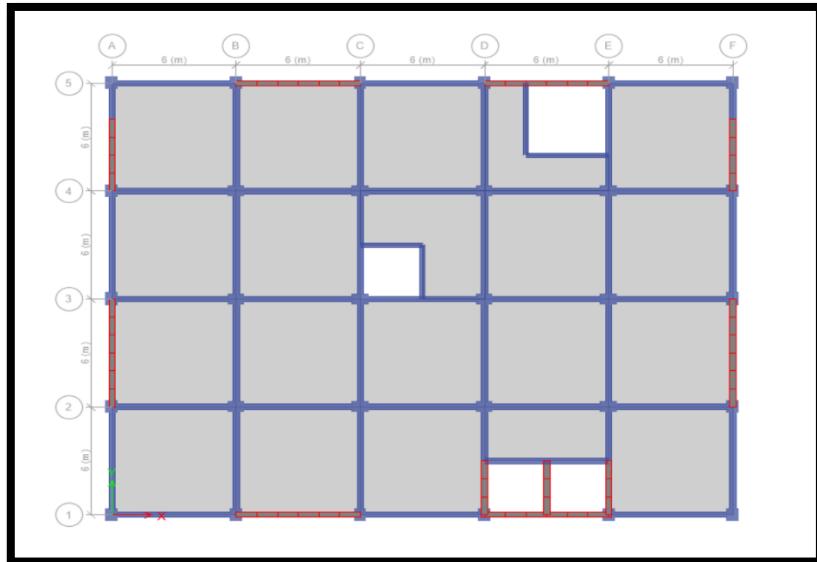
Sucede cuando, en alguna de la dirección de análisis, la dimensión en planta del sistema resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un nivel adyacente. No se aplica en sótanos ni en azoteas.



*Figura 52. Irregularidad geométrica vertical.*  
Fuente: “Análisis sísmico de edificios”, R. Aguiar, 2008, p. 39.

**Condición irregular:**

$$a > 1.3b$$
$$\text{ó}$$
$$b > 1.3a$$

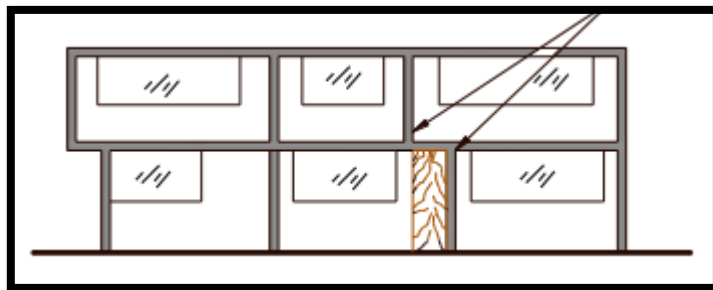


*Figura 53. Vista de planta típica.*  
Fuente: Propia.

Se observa que todas las plantas son típicas en todos los niveles, por ello se descarta la irregularidad geométrica vertical.

- **Discontinuidad en los sistemas resistentes ( $\lambda_a=0.8$ ):**

Se considera que tiene irregularidad cuando exista cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento del elemento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.



*Figura 54. Irregularidad por discontinuidad en los sistemas resistentes.*  
Fuente: “Ingeniería antisísmica principios básicos y aplicaciones”, R. Santana, 2013, p. 81.

**Condición irregular:**

$$V_{Elem} \geq 0.10V_{Piso} \text{ y } \Delta > 0.25t$$

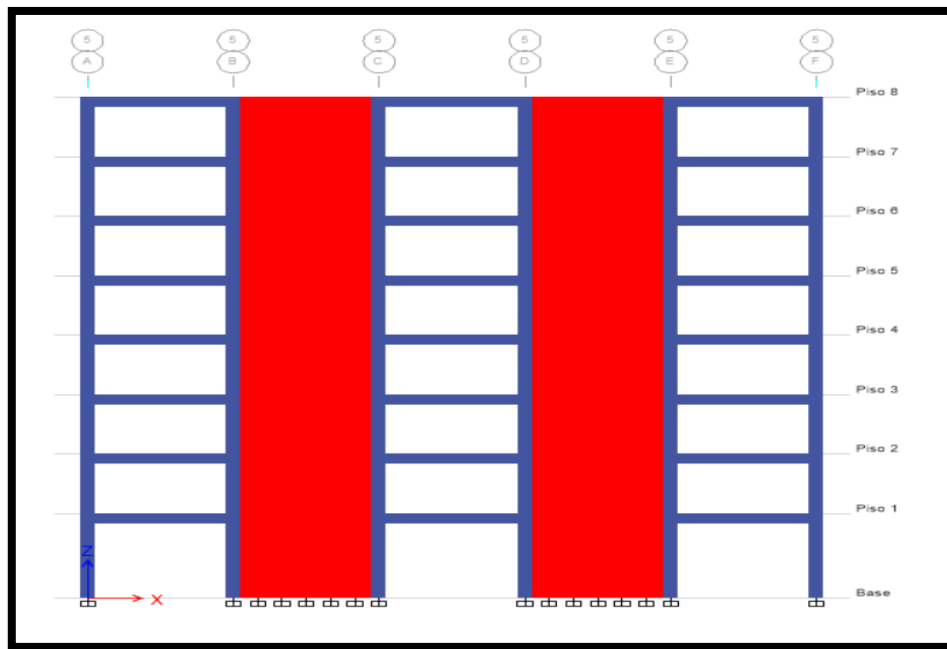


Figura 55. Vista de elevación del modelo estructural.  
Fuente: Propia.

Se logra apreciar que la elevación no presenta discontinuidad en los sistemas resistentes, se descarta dicha irregularidad.

- **Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes ( $I_a=0.6$ ):**

Existirá irregularidad cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.

**Condición irregular:**

$$V_{Elem} \geq 0.25V_{Piso} \quad y \quad \Delta > 0.25t$$

Al igual que la anterior irregularidad, se descarta esta irregularidad por no existir discontinuidad extrema de los sistemas resistentes.

#### 4.7.10.2. Irregularidades estructurales en planta

- **Irregularidad torsional ( $I_p=0.75$ ):**

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ( $\Delta_{max}$ ) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental,

es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{prom}$ ).

Se aplicará solo en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento admisible.

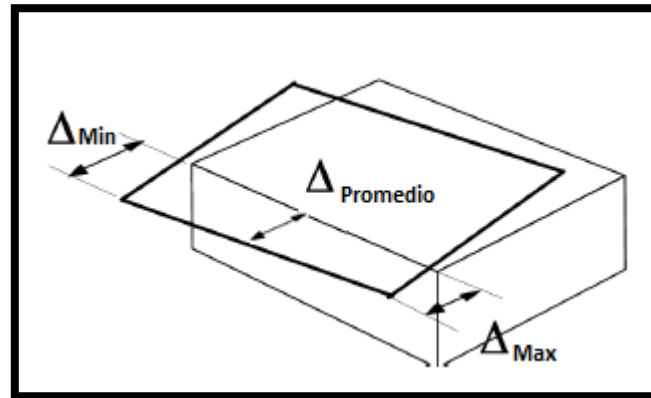


Figura 56. Irregularidad por torsión.  
Fuente: Propia

**Condición irregular:**

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} \geq 1.3 \frac{\Delta_{prom}}{h_i}$$

**Se aplica solo si se cumple:**

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} \geq 0.5 \frac{\Delta}{h_i} admisible$$

Tabla 34. Verificación de irregularidad torsional en la dirección X-X.

Pisos	Caso de carga/combo	Altura Piso (m)	UX (m)	UX Relativo (m)	Derivas	50%*0.007
Piso 8	S-ESTX	3.5	0.03359	0.00433	0.0012	0.0035
Piso 7	S-ESTX	3.5	0.02926	0.00464	0.0013	0.0035
Piso 6	S-ESTX	3.5	0.02462	0.0048	0.0014	0.0035
Piso 5	S-ESTX	3.5	0.01983	0.00483	0.0014	0.0035
Piso 4	S-ESTX	3.5	0.01499	0.00465	0.0013	0.0035
Piso 3	S-ESTX	3.5	0.01034	0.0042	0.0012	0.0035
Piso 2	S-ESTX	3.5	0.00614	0.00342	0.001	0.0035
Piso 1	S-ESTX	5	0.00273	0.00273	0.0005	0.0035

Tabla 35. Verificación de irregularidad torsional la dirección Y-Y.

Pisos	Caso de carga/combo	Altura Piso (m)	UY (m)	UY Relativo (m)	Derivas	50%*0.007
Piso 8	S_ESTY	3.5	0.03429	0.00434	0.0012	0.0035
Piso 7	S_ESTY	3.5	0.02995	0.00464	0.0013	0.0035
Piso 6	S_ESTY	3.5	0.02532	0.00485	0.0014	0.0035
Piso 5	S_ESTY	3.5	0.02046	0.00494	0.0014	0.0035
Piso 4	S_ESTY	3.5	0.01552	0.00481	0.0014	0.0035
Piso 3	S_ESTY	3.5	0.01071	0.00439	0.0013	0.0035
Piso 2	S_ESTY	3.5	0.00632	0.00358	0.001	0.0035
Piso 1	S_ESTY	5	0.00274	0.00274	0.0005	0.0035

Como se logra ver los máximos desplazamiento relativo de entrepiso son menores al 50 % del desplazamiento admisible, por lo tanto, no es necesario evaluar la irregularidad.

- Irregularidad torsional extrema ( $I_p=0.60$ ):

**Condición irregular**

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} \geq 1.5 \frac{\Delta_{prom}}{h_i}$$

**Se aplica solo si se cumple:**

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} \geq 0.5 \frac{\Delta}{h_i} \text{admisible}$$

Anteriormente se calcularon los máximos desplazamiento relativo de entrepiso y estos son menores al 50 % del desplazamiento admisible, por lo tanto, no es necesario evaluar la irregularidad torsional extrema.

- Esquinas entrantes ( $I_p=0.90$ ):

Existirá irregular de esquinas entrantes, cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.



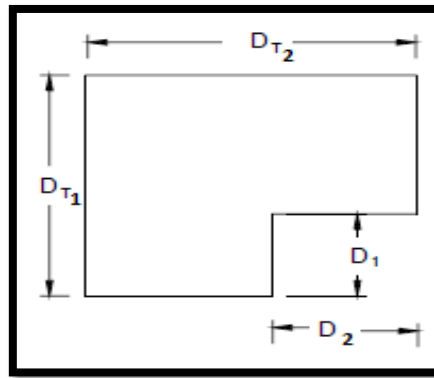


Figura 57. Irregularidad por esquinas entrantes.  
Fuente: Propia

**Condición irregular:**

$$D_1 > 0.2D_{T1} ; D_2 > 0.2D_{T2}$$

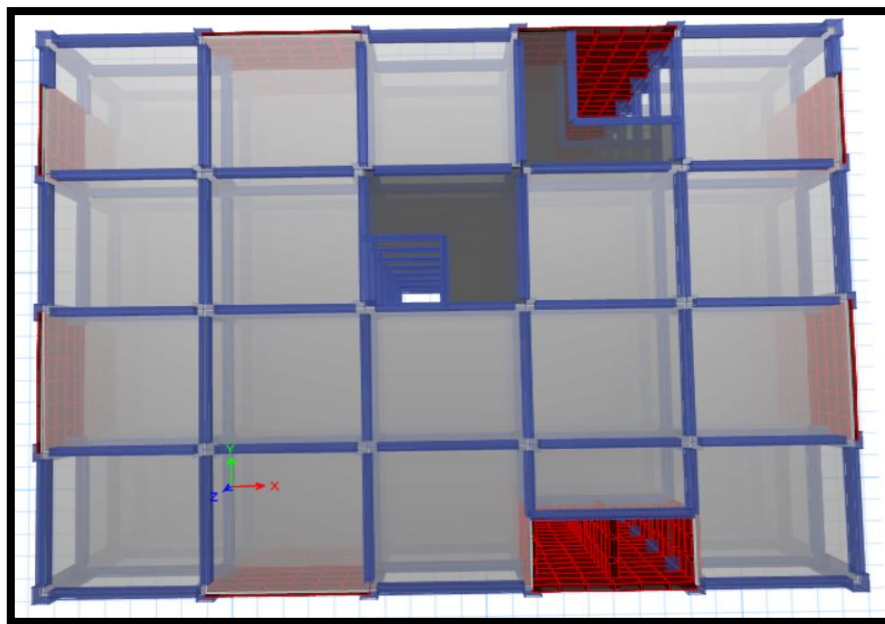


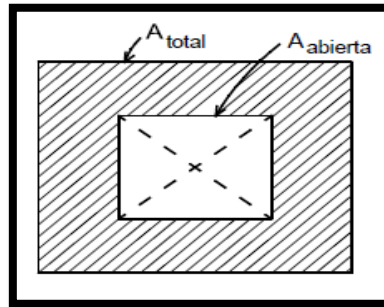
Figura 58. Losa típica del modelo estructural.  
Fuente: Propia.

Se aprecia que no existe esquinas entrantes, en consecuencia, se descarta irregularidad

- **Discontinuidad del diafragma ( $I_p=0.85$ ):**

La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe

irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.



*Figura 59. Irregularidad por discontinuidad del diafragma.*

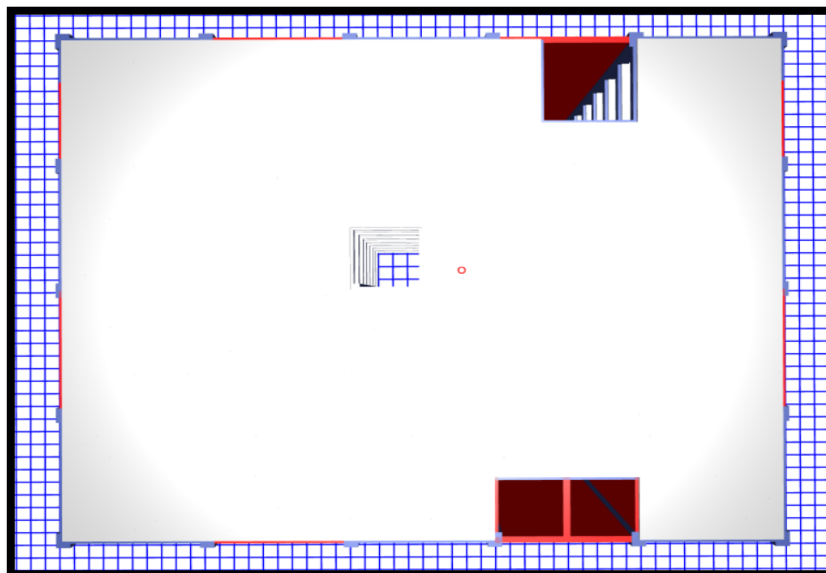
Fuente: “Ingeniería antisísmica principios básicos y aplicaciones”, R. Santana, 2013, p. 83.

**Condición irregular:**

$$A_{abierto} > 0.5A_{total}$$

$$43m^2 < 0.5 (720)m^2$$

$$43m^2 < 360m^2 \text{ (OK)}$$



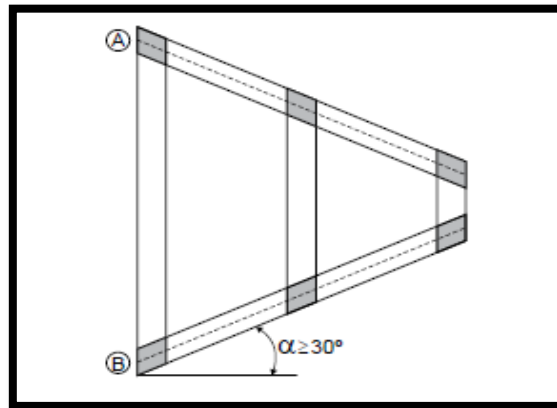
*Figura 60. Losa típica del modelo estructural.*

Fuente: Propia.

Se descarta dicha irregularidad debido a que el área abierta es menor al 50% del área total del diafragma.

- **Sistemas no paralelos ( $I_p=0.90$ ):**

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que  $30^\circ$  ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.



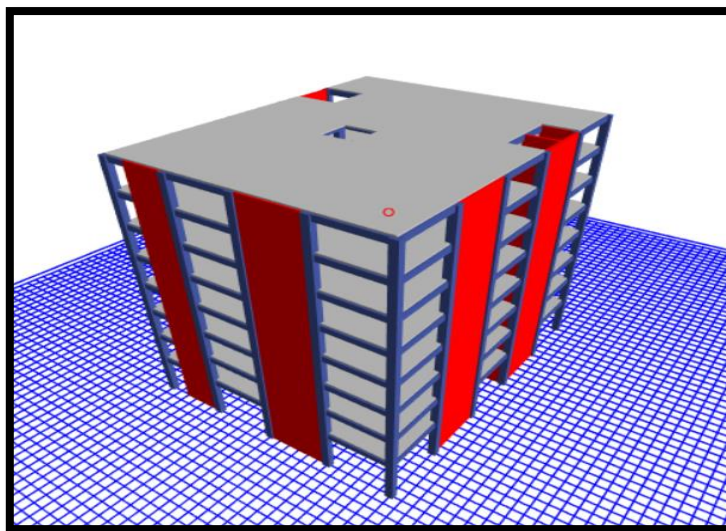
*Figura 61. Sistema no paralelo.*

Fuente: "Diseño sísmico de edificaciones", G. Villarreal, 2015, p. 21.

**Condición irregular:**

Los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos.

**No se aplica si se cumple:**  $\alpha \leq 30^\circ$  ;  $V_A \leq 0.10V_{piso}$  ;  $V_B \leq 0.10V_{piso}$



*Figura 62. Vista de elementos estructurales.*

Fuente: Propia.

Como se logra ver no existe sistemas no paralelos, por lo tanto, se descarta dicha irregularidad.

Se concluye que no existe irregularidad de altura ni de planta, cumpliendo así las exigencias de la norma E.030 para una categoría A2 ubicada en la zona 4 tal cual lo indica en el siguiente cuadro:

Tabla 36. *Limitación de irregularidades conforme su categoría y zona.*

<b>Categoría y regularidad de las edificaciones</b>		
Categoría de la edificación	Zona	Restricciones
<b>A1 y A2</b>	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas

Por lo tanto, los factores de irregularidad siguen siendo:

$$l_a = 1$$

$$l_p = 1$$

#### 4.8. Análisis dinámico modal espectral

Consiste en realizar un análisis modal para determinar los modos de vibración y periodos a su vez se ejerce un análisis de respuesta espectral siendo esta la fuerza excitadora dando como resultado fuerzas de diseño para ambas direcciones de análisis las cuales interactúan con la masa de la edificación, cabe mencionar que tanto como la masa traslacional y rotacional son calculadas por el software Etabs y se concentran en el centro de masa previamente ya considerado la excentricidad accidental.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C}{R} \cdot g$$

Tabla 37. *Parámetros sísmicos para ambas direcciones para el análisis dinámico modal espectral.*

Datos	
Z =	0.45
U =	1.5
C =	2.5
S =	1.0
$R_{xy}$ =	6
TP =	0.40
TL =	2.50

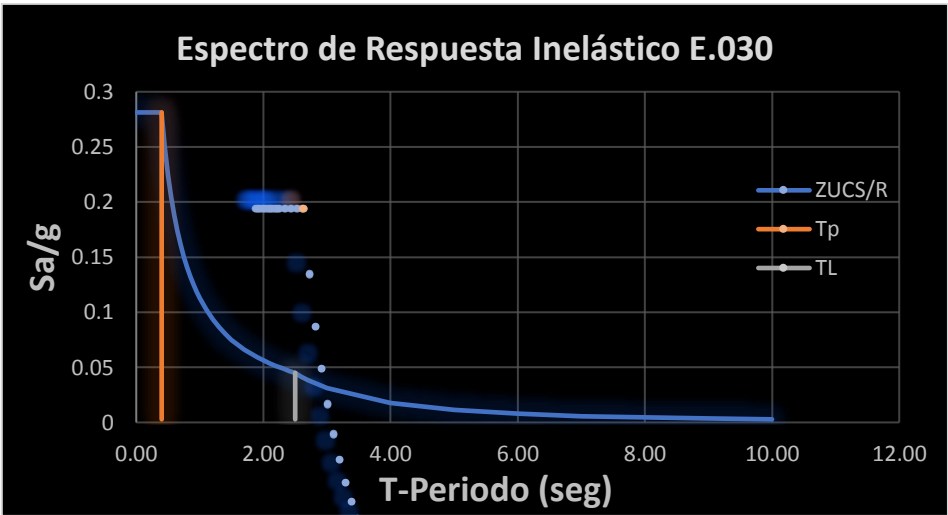


Figura 63. Espectro de respuesta para el sentido X e Y.  
Fuente: Propia.

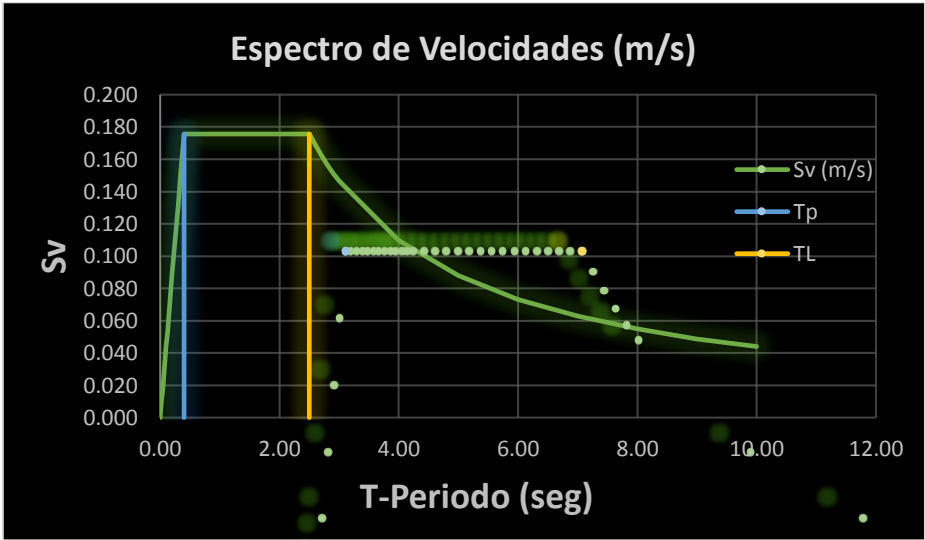


Figura 64. Espectro de velocidades para el sentido X e Y.  
Fuente: Propia.

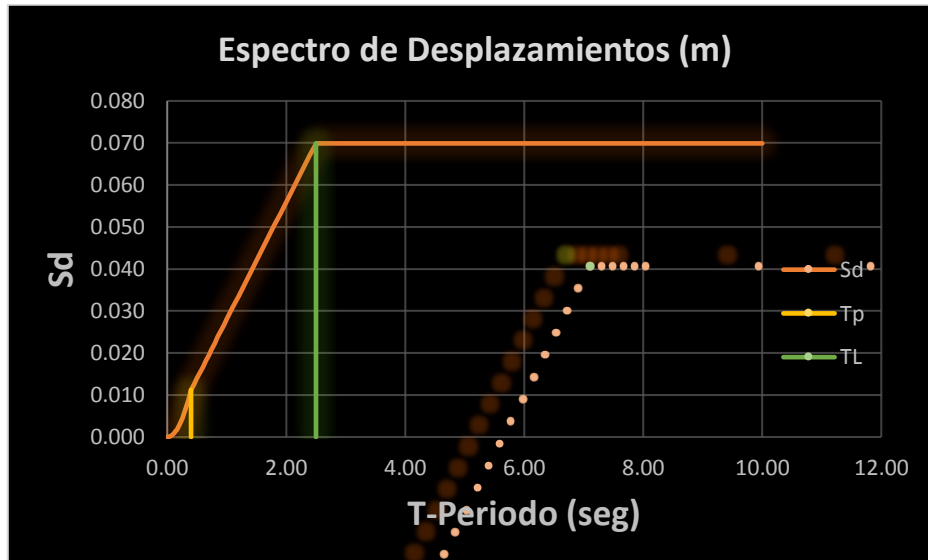


Figura 65. Espectro de desplazamientos para el sentido X e Y.  
Fuente: Propia.

#### 4.8.1. Cortante dinámico en la base

Tabla 38. Cortantes dinámicas en la base en las direcciones de análisis del edificio.

Caso de carga/combo	VX Tonf	VY Tonf
S_DINACX Max	1,100.57	-
S_DINACY Max	-	1,009.72

#### 4.8.2. Cortante estático vs cortante dinámico

La E.030-2018 indicó que para estructuras regulares la fuerza cortante dinámica no debe ser menor que el 80 % fuerza cortante estática, ambos evaluados en el primer entrepiso del edificio.

Tabla 39. Comparación del cortante estático vs cortante dinámico y cálculo del factor escala.

<b>Caso de carga/combo</b>	<b>VX Tonf</b>	<b>VY Tonf</b>
S_ESTX	1,412.83	-
S_ESTY	-	1,263.89
S_DINACX Max	1,100.57	-
S_DINACY Max	-	1,009.72
<b>PORCENTAJE</b>	<b>78%</b>	<b>80%</b>
<b>FACTOR ESCALA</b>	<b>1.03</b>	<b>1</b>

Como se logra observar es necesario usar un factor escala. puesto que no se logró cumplir con el 80% de la fuerza cortante estática, para ello se escalan todos los resultados excepto los desplazamientos tal cual indicó la norma E.030 es decir que dichos resultados servirán para fines de diseño de los elementos estructurales, no siendo necesario tener que verificar nuevamente las distorsiones en un análisis dinámico espectral escalado.

Tabla 40. Comparación del cortante estático vs cortante dinámico escalado.

<b>Cortantes dinámicas</b>		
<b>Caso de carga/combo</b>	<b>VX Tonf</b>	<b>VY Tonf</b>
S_ESTX	1,412.83	-
S_ESTY	-	1,263.89
S_DINACX Max	1,133.58	-
S_DINACY Max	-	1,009.72
<b>Porcentaje</b>	<b>80%</b>	<b>80%</b>

Se aprecia que una vez usado el factor escala los resultados de la cortante dinámica ya cumplen con el 80% de la cortante estática quedando así satisfecho los requisitos estipulados por la norma E.030.

### 4.8.3. Masa participativa

La E.030-2018 hace mención que se tomaran en cuenta los modos de vibración cuya participación como mínimo sea el 90% de la masa de la estructura, contemplándose los 3 primeros modos de vibración predominantes.

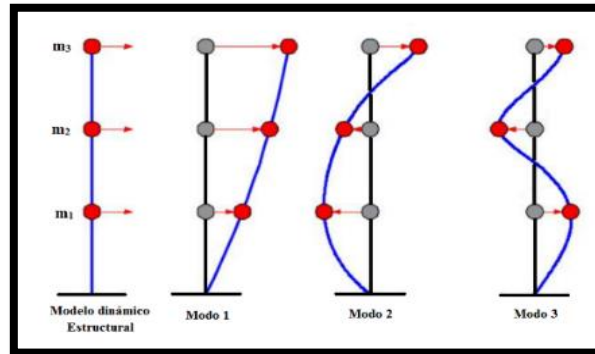


Figura 66. Modos de vibración de una estructura de 3 grados de libertad dinámicos.

Fuente: Propio.

Tabla 41. Masa participativa del edificio.

Caso	Modo	Periodo sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0.645	0.0004	0.7364	0	0.0004	0.7364	0
Modal	2	0.577	0.7215	0.0007	0	0.7219	0.7371	0
Modal	3	0.412	0.0161	0.0018	0	0.738	0.7389	0
Modal	4	0.16	0.0001	0.1795	0	0.7381	0.9183	0
Modal	5	0.142	0.187	0.0001	0	0.925	0.9185	0
Modal	6	0.1	0.0021	0.0004	0	0.9272	0.9189	0
Modal	7	0.073	2.38E-05	0.0534	0	0.9272	0.9723	0
Modal	8	0.067	0.0495	2.82E-05	0	0.9767	0.9723	0
Modal	9	0.047	0.0002	0	0	0.9768	0.9723	0
Modal	10	0.045	4.46E-06	0.0184	0	0.9768	0.9907	0
Modal	11	0.044	0.0155	1.20E-06	0	0.9923	0.9907	0
Modal	12	0.033	0.0051	0.0001	0	0.9974	0.9908	0
Modal	13	0.033	0.0001	6.00E-03	0	0.9975	0.9968	0
Modal	14	0.03	0	0.0001	0	0.9975	0.997	0
Modal	15	0.027	0.0018	5.97E-06	0	0.9993	0.997	0
Modal	16	0.026	5.11E-06	0.0018	0	0.9993	0.9988	0
Modal	17	0.026	0	0.0002	0	0.9993	0.9989	0
Modal	18	0.024	0	0.0001	0	0.9993	0.999	0
Modal	19	0.024	0.0006	7.10E-07	0	0.9998	0.999	0
Modal	20	0.023	0	7.73E-07	0	0.9998	0.999	0
Modal	21	0.023	7.93E-07	0.0006	0	0.9998	0.9996	0
Modal	22	0.023	2.50E-06	1.30E-05	0	0.9998	0.9996	0
Modal	23	0.023	1.38E-06	4.56E-05	0	0.9998	0.9997	0
Modal	24	0.022	0.0001	0	0	0.9999	0.9997	0



Como se ve se alcanza el 90% de participación de la masa del edificio en ambas direcciones, asimismo la suma de los tres primeros modos de vibración acumula un porcentaje dominante, además solo sería necesario analizar 4 modos en “y” y 5 modos en “x” puesto que exceden el mínimo del 90% de la masa del edificio.

#### 4.8.4. Control de derivas

Los desplazamientos laterales se determinarán mediante la siguiente formula, debiendo ser estas menores al límite de distorsión de concreto armado (0.007) establecido en la E.030.

$$Derivas = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{H_i}$$

Para estructuras regulares los desplazamientos laterales se multiplicarán por:

$$D_{inelástica} = 0.75R \times D_{elástica}$$

Tabla 42. Control de derivas obtenidas del análisis dinámico modal espectral en X.

Pisos	Diafragma	Caso de carga/combo	Altura piso (m)	UX (m)	UX relativo (m)	Derivas elásticas	Derivas inelásticas	Control derivas E.030 $\leq 0.007$
8	D8	S_DINACX Max	3.5	0.0238	0.0031	0.00089	0.0040	(OK)
7	D7	S_DINACX Max	3.5	0.0207	0.00331	0.00095	0.0043	(OK)
6	D6	S_DINACX Max	3.5	0.01739	0.00341	0.00097	0.0044	(OK)
5	D5	S_DINACX Max	3.5	0.01398	0.00341	0.00098	0.0044	(OK)
4	D4	S_DINACX Max	3.5	0.01057	0.00327	0.00093	0.0042	(OK)
3	D3	S_DINACX Max	3.5	0.0073	0.00294	0.00084	0.0038	(OK)
2	D2	S_DINACX Max	3.5	0.00435	0.0024	0.00069	0.0031	(OK)
1	D1	S_DINACX Max	5	0.00195	0.00195	0.00039	0.0018	(OK)

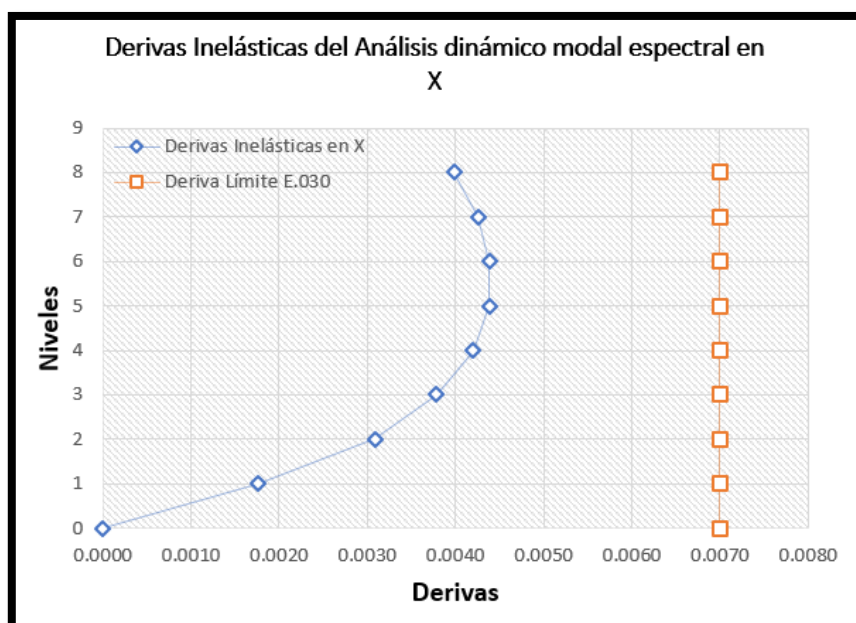
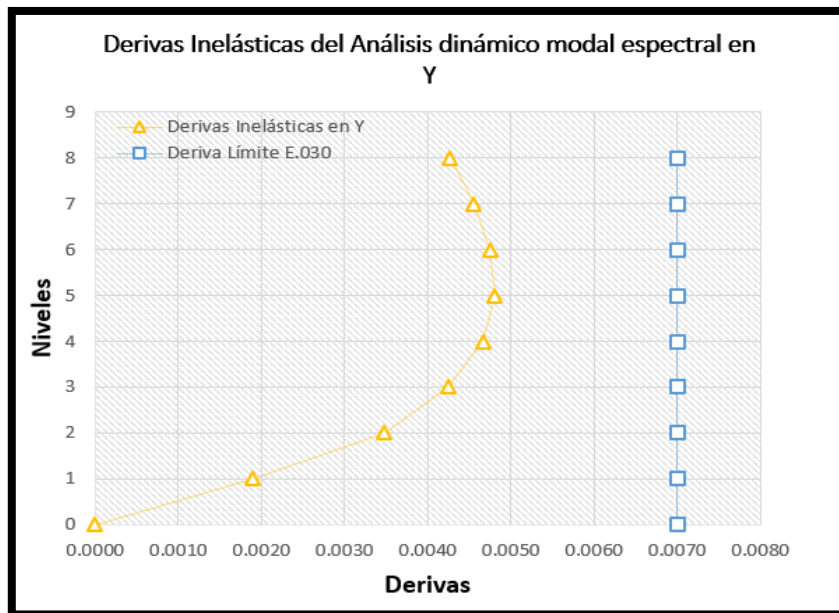


Figura 67. Derivas inelásticas en dirección X.  
Fuente: Propia.

Tabla 43. Control de derivas obtenidas del análisis dinámico modal espectral en Y.

Pisos	Diafragma	Caso de carga/combo	Altura piso (m)	UY (m)	UY relativo (m)	Derivas elásticas	Derivas inelásticas	Control derivas E.030 $\leq 0.007$
8	D8	S_DINACY Max	3.5	0.0260	0.0033	0.0009	0.0043	(OK)
7	D7	S_DINACY Max	3.5	0.0227	0.0035	0.0010	0.0046	(OK)
6	D6	S_DINACY Max	3.5	0.0192	0.0037	0.0011	0.0047	(OK)
5	D5	S_DINACY Max	3.5	0.0155	0.0037	0.0011	0.0048	(OK)
4	D4	S_DINACY Max	3.5	0.0117	0.0036	0.0010	0.0047	(OK)
3	D3	S_DINACY Max	3.5	0.0081	0.0033	0.0009	0.0042	(OK)
2	D2	S_DINACY Max	3.5	0.0048	0.0027	0.0008	0.0035	(OK)
1	D1	S_DINACY Max	5	0.0021	0.0021	0.0004	0.0019	(OK)



*Figura 68.* Derivas inelásticas en dirección Y.  
Fuente: Propia.

Se obtiene que las derivas obtenidas para cada entrepiso y en cada dirección de análisis, siendo estas menores al límite conforme lo establecido en la norma E.030 para estructuras de concreto armado, sin embargo, se conoce por teoría que en un análisis interacción suelo-estructura o en un sismo severo como lo sería en un análisis tiempo-historia, las derivas incrementarían su valor, asimismo por ser la presente edificación de categoría esencial es necesario que se encuentre operativa después de haber ocurrido el sismo lo cual puede lograrse considerando una buena estructuración además de la resistencia y ductilidad, a pesar de ello en la aparición de una réplica lo más probable es que la edificación al ya haber sufrido daño no sea capaz de resistir las fuerzas sísmicas pudiendo así colapsar lo cual no es lo ideal, mencionado todo lo anterior se mejorara el desempeño de la estructura implementando disipadores de fluido viscoso.

#### **4.9. Análisis sísmico optimizado con disipadores de fluido viscoso**

##### **4.9.1. Recomendaciones para el diseño de estructuras con el acoplamiento de disipadores de fluido viscoso**

Para estructuras con el acoplamiento de disipadores de fluido viscoso se tomaron en cuenta las recomendaciones por la norma ASCE 7-10 en su capítulo

18 para determinar el sismo de diseño severo adaptándolos a las condiciones y exigencias estipuladas por la norma E.030, a su vez se considera la metodología Hazus y Vision 2000 para la determinación del desempeño de la estructura requerido, para el cálculo de las propiedades del disipador se hace uso de norma FEMA 273-274 y el AISC Steel Construction Manual 13th para la elección de los perfiles metálicos, así también se toma en consideración las recomendaciones por la empresa CDV.

A primera instancia es necesario realizar un análisis dinámico tiempo-historia, no obstante, la E.030 indicó que antes de ello debe realizarse un análisis dinámico modal espectral con un  $R=1$  para posteriormente seleccionar 3 registros sísmicos con sus dos componentes en direcciones ortogonales la cual deben ser corregidos y luego ser escalados al espectro de diseño  $R=1$  ya con ello se puede realizar el análisis dinámico tiempo historia y así poder determinar un sismo de diseño severo, se procede a poner lo mencionado en ejecución

#### **4.9.2. Análisis dinámico modal espectral con $R=1$**

Para mencionado análisis se continua con los mismos para parámetros sísmicos, solo que ahora la fuerza sísmica ya no estará reducida o simplemente igual a decir que el coeficiente de reducción sísmica es igual a 1.

Tabla 44. *Parámetros sísmicos para ambas direcciones para el análisis dinámico modal espectral con  $R=1$ .*

<b>Datos</b>	
$Z =$	0.45
$U =$	1.5
$C =$	2.5
$S =$	1.0
$R_{xy} =$	1
$TP =$	0.40
$TL =$	2.50

Resulta ser necesario establecer un espectro de diseño con  $R=1$  siendo de objetivo de diseño para el escalamiento de los registros sísmicos corregidos.

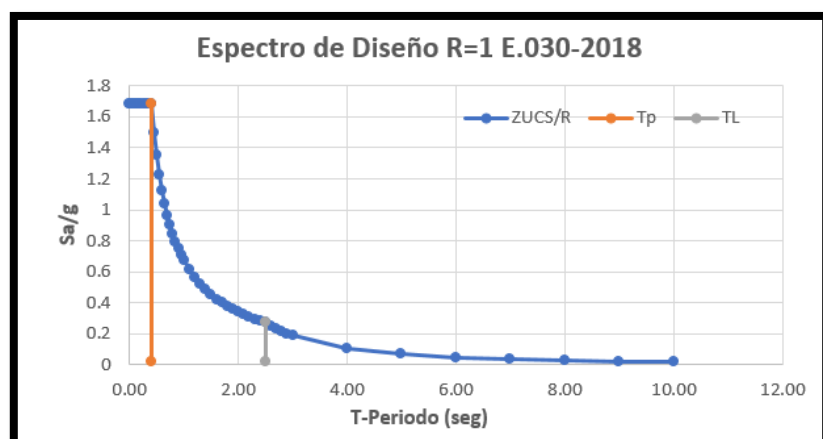


Figura 69. Espectro de diseño con  $R=1$  para el sentido X e Y.  
Fuente: Propia.

Seguidamente se procede a extraer los desplazamientos ocurridos para el análisis dinámico modal espectral con  $R=1$  y poder así calcular las derivas las cuales no necesitan ser multiplicadas por ningún valor ya que estas ya incursionan en el rango inelástico.

Tabla 45. Control de derivas obtenidas del análisis dinámico modal espectral con  $R=1$  en X.

Pisos	Diafragma	Caso de carga/combo	Altura piso (m)	UX (m)	UX relativo (m)	Derivas inelásticas	Control derivas E.030 $\leq 0.007$	Control deriva Hazus $\leq 0.003$
8	D8	S_DINAC R=1 X Max	3.5	0.1386	0.0181	0.0052	(OK)	(NO PASA)
7	D7	S_DINAC R=1 X Max	3.5	0.1206	0.0193	0.0055	(OK)	(NO PASA)
6	D6	S_DINAC R=1 X Max	3.5	0.1013	0.0199	0.0057	(OK)	(NO PASA)
5	D5	S_DINAC R=1 X Max	3.5	0.0814	0.0199	0.0057	(OK)	(NO PASA)
4	D4	S_DINAC R=1 X Max	3.5	0.0616	0.0190	0.0054	(OK)	(NO PASA)
3	D3	S_DINAC R=1 X Max	3.5	0.0425	0.0172	0.0049	(OK)	(NO PASA)
2	D2	S_DINAC R=1 X Max	3.5	0.0254	0.0140	0.0040	(OK)	(NO PASA)
1	D1	S_DINAC R=1 X Max	5	0.0114	0.0114	0.0023	(OK)	(OK)

Tabla 46. Control de derivas obtenidas del análisis dinámico modal espectral con  $R=1$  en Y.

Pisos	Diafragma	Caso de carga/combo	Altura piso (m)	UY (m)	UY relativo (m)	Derivas inelásticas	Control derivas E.030 $\leq 0.007$	Control deriva Hazus $\leq 0.003$
8	D8	S_DINAC R=1 Y Max	3.5	0.1562	0.0199	0.0057	(OK)	(NO PASA)
7	D7	S_DINAC R=1 Y Max	3.5	0.1363	0.0213	0.0061	(OK)	(NO PASA)
6	D6	S_DINAC R=1 Y Max	3.5	0.1150	0.0221	0.0063	(OK)	(NO PASA)
5	D5	S_DINAC R=1 Y Max	3.5	0.0929	0.0224	0.0064	(OK)	(NO PASA)
4	D4	S_DINAC R=1 Y Max	3.5	0.0704	0.0218	0.0062	(OK)	(NO PASA)
3	D3	S_DINAC R=1 Y Max	3.5	0.0487	0.0198	0.0057	(OK)	(NO PASA)
2	D2	S_DINAC R=1 Y Max	3.5	0.0289	0.0162	0.0046	(OK)	(NO PASA)
1	D1	S_DINAC R=1 Y Max	5	0.0126	0.0126	0.0025	(OK)	(OK)

Se logra percibir que las derivas incrementaron su valor para ambas direcciones de análisis, y como se comentó se dispondrá de la incorporación de disipadores de fluido viscoso para mejorar el desempeño de la estructura y reducir las distorsiones.

#### 4.9.3. Selección de registros sísmicos

Para el análisis se tomaron como mínimo 3 registros de acelerogramas de acuerdo con lo indicado en la E.030 siendo la fuente el (CISMID) en su base de datos del (REDACIS), se optó por tomar los sismos más severos ocurridos en el Perú.

```

NATIONAL UNIVERSITY OF ENGINEERING
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
JAPAN-PERU CENTER FOR EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH AND DISASTER MITIGATION (CISMID)
TUPAC AMARU AVENUE 1150 - LIMA 25 - PERU Postal Code 31-250 Lima 31
Telephone Numbers (51-1) 482-0777, 482-0790 FAX 481-0170
e-mail: f_lazares@uni.edu.pe http://www.cismid-uni.org

1. INFORMATION ABOUT THE SEISMIC STATION
STATION NAME      : Parque de la Reserva
STATION CODE      : PRQ
STATION LOCATION   : Parque de la Reserva, Cercado de Lima, Lima
LATITUDE          : -12.07
LONGITUDE         : -77.04
ALTITUDE (m)      : 130
ACCELEROMETER MODEL : Acelerógrafo Analógico
SAMPLING FREQUENCY (Hz) : 50

2. INFORMATION ABOUT THE EARTHQUAKE
DATE              : October 17, 1966
ORIGIN TIME (Local) : 16:41:00
LATITUDE          : -10.70
LONGITUDE         : -78.70
DEPTH (km)        : 24.00
MAGNITUDE         : 8.1 Mw
INFORMATION SOURCE : IGP

3. INFORMATION ABOUT THE RECORD
RECORD TIME (Local) : 16:41:00
NUMBER OF SAMPLES   : 3283
MAXIMUM ACCELERATION : -180.56   -268.24   94.29
DATA UNITS          : cm/s2

4. COMMENTS
BASELINE CORRECTED

5. ACCELERATION DATA
      T           EW           NS           UD
0.0000   -11.3771   -13.1543    4.1991
0.0200   -2.6551   -6.6753    -4.9569

```

Figura 70. Registro sísmico Lima 1966 sacado de la base de datos del CISMID.

Tabla 47. Ubicación de las estaciones de los acelerogramas.

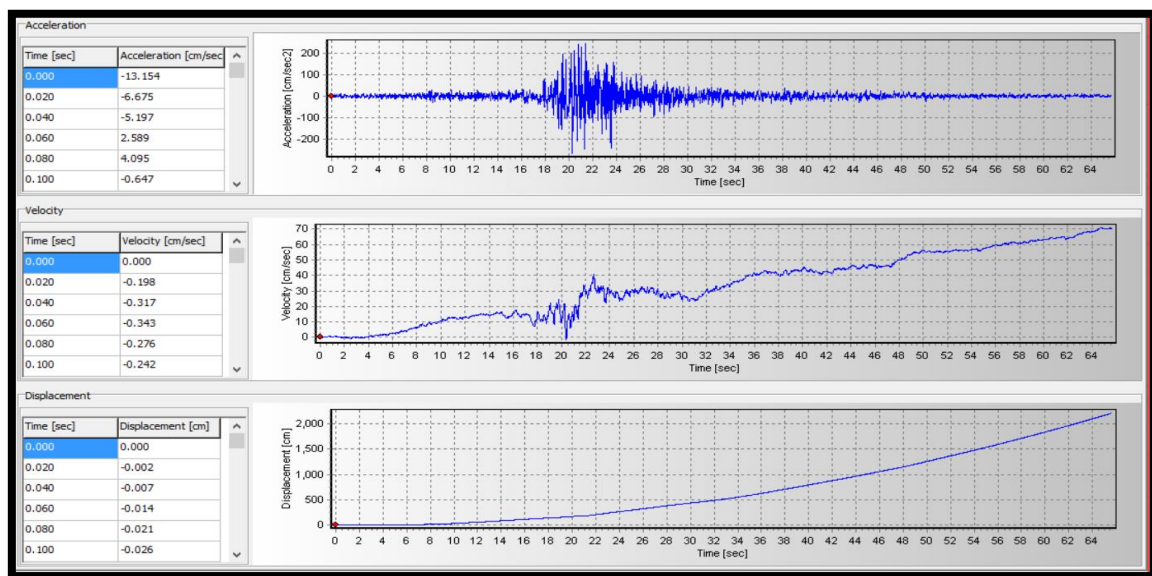
Sismo	Ubicación de la estación	Nombre de archivo
17 de octubre de 1966	Parque de la reserva (LIMA)	PRQ_19661017164100
31 de mayo de 1970	Parque de la reserva (LIMA)	PRQ_19700531152300
03 de octubre de 1974	Parque de la reserva (LIMA)	PRQ_19741003092100

Tabla 48. Aceleración máxima de los acelerogramas.

Localización de la estación	Fecha	Componentes	Aceleración máxima (cm/seg2)
Lima	17 de octubre de 1966	E - W	-180.56
		N - S	-268.24
Lima	31 de mayo de 1970	E - W	-105.05
		N - S	-97.81
Lima	03 de octubre de 1974	E - W	-194.21
		N - S	180.09

#### 4.9.4. Corrección de los registros sísmicos

Los registros sísmicos originales contienen errores que suelen darse por los mismos instrumentos o por origen natural, los errores más comunes suelen ser por línea base en la cual el acelerograma presenta desviaciones respecto a la línea cero que pueden haber sido ocasionados por que el instrumento de captación de los registros sísmicos no estuvo correctamente nivelado estos errores se aprecian más en las velocidades y desplazamientos que en las propias aceleraciones, otro error común es por filtrado de señal producidos por ruidos autos entre otros que pueden ser de frecuencias altas o bajas, las cuales se adicionan a los acelerogramas sísmicos. Por ello es necesario limpiar los acelerogramas para posteriormente escalarlos al espectro objetivo, a continuación, se muestra la corrección del registro sísmico Lima-1966 con el software SeismoSignal.



*Figura 71. Acelerograma Original N – S del Parque de la Reserva Lima-1966 insertado en el SeismoSignal.*

Fuente: Propio.



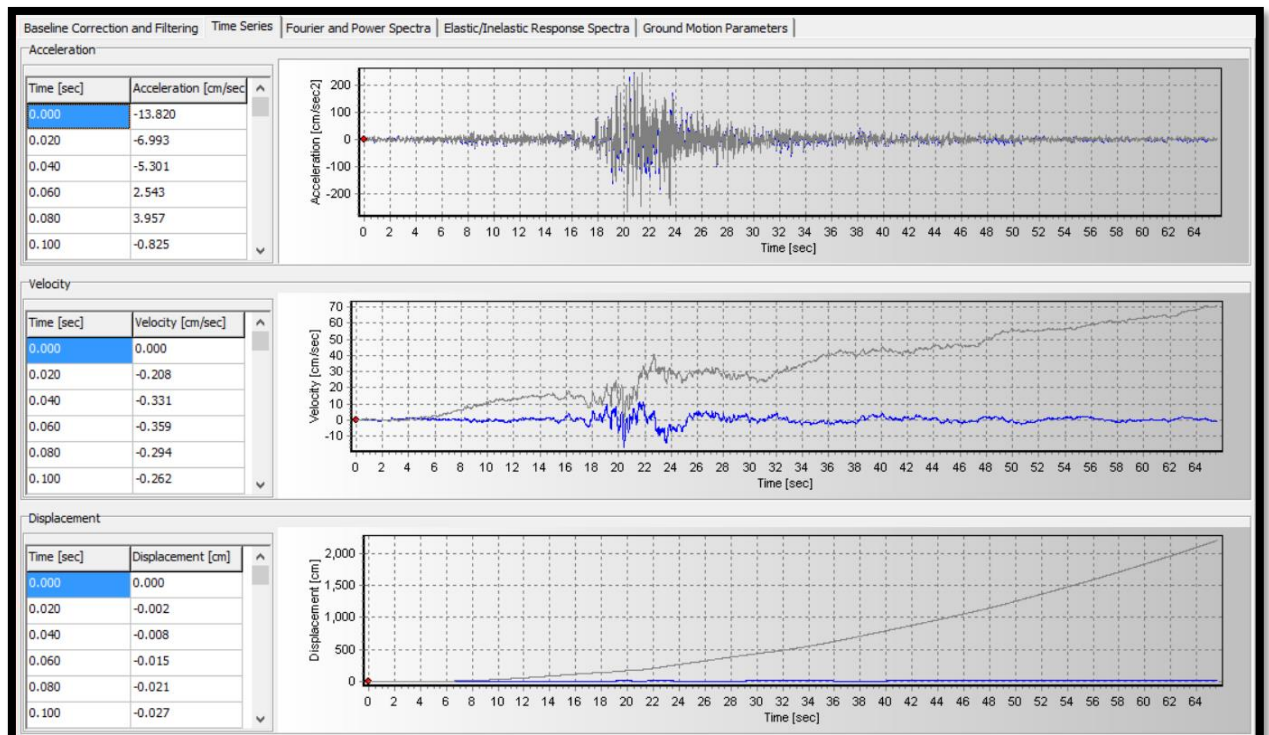


Figura 72. Corrección por línea base y filtrado al Acelerograma N – S del Parque de la Reserva Lima-1966.  
Fuente: Propio.

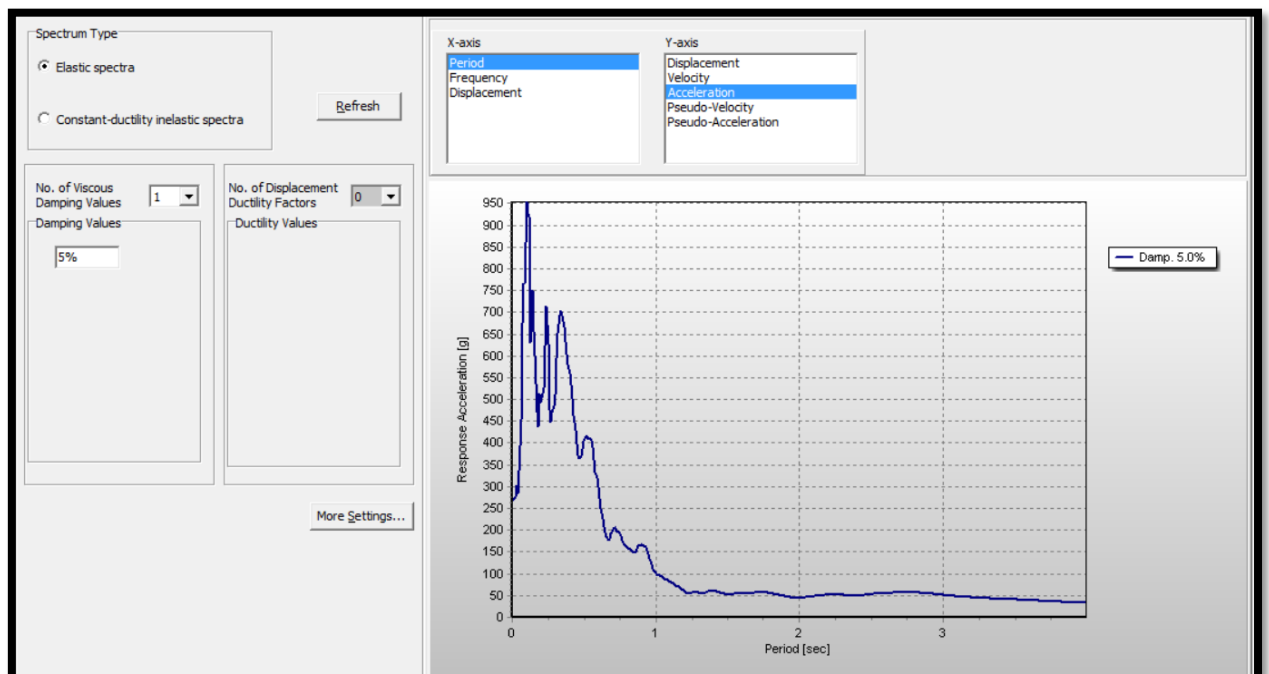


Figura 73. Espectro de pseudo-aceleración del Acelerograma N – S del Parque de la Reserva Lima-1966 corregido.  
Fuente: Propio.

#### 4.9.5. Escalamiento de los registros sísmicos al espectro de diseño

Consiste en escalar los registros sísmicos ya corregidos previamente en el SeismoSignal al espectro objetivo  $R=1$  para luego ser utilizados en un Análisis dinámico tiempo historia. Se procede a escalar el acelerograma para ello se continua con el registro sísmico Lima-1966 ya corregido, para ello se empleará el software SeismoMatch.

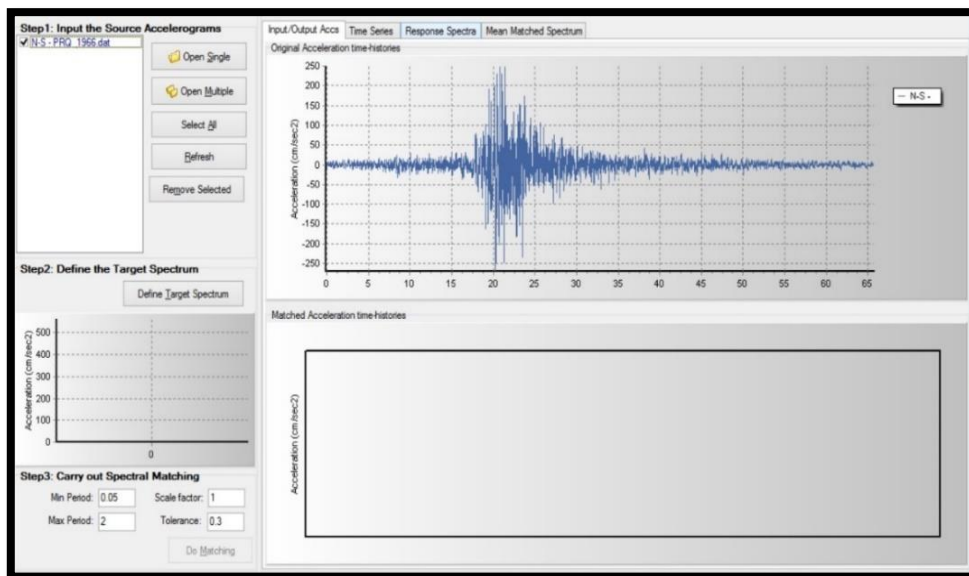


Figura 74. Acelerograma N – S del Parque de la Reserva Lima-1966 corregido insertado en el SeismoMatch.  
Fuente: Propio.

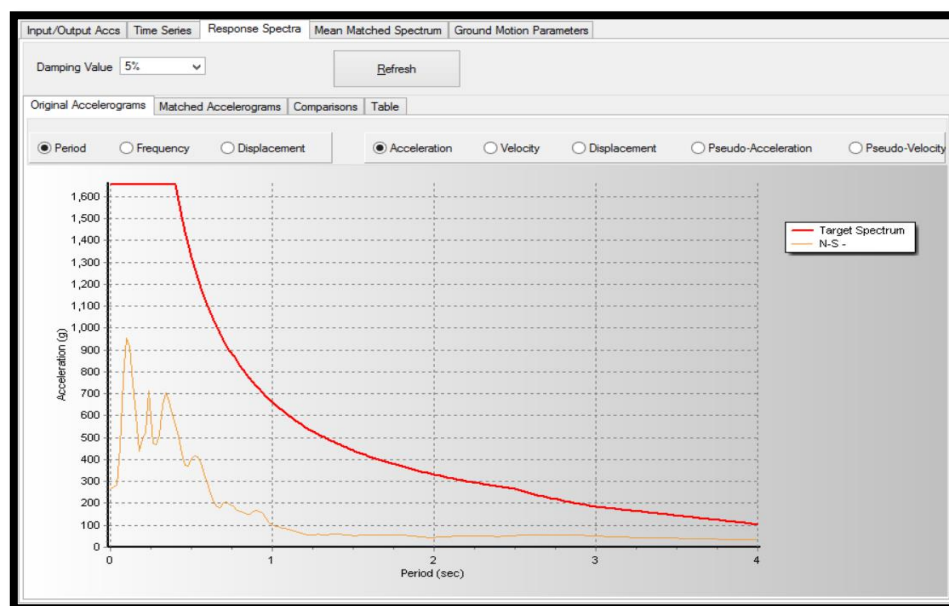


Figura 75. Registro sísmico N – S del Parque de la Reserva Lima-1966 corregido vs Espectro objetivo  $R=1$ .  
Fuente: Propio.

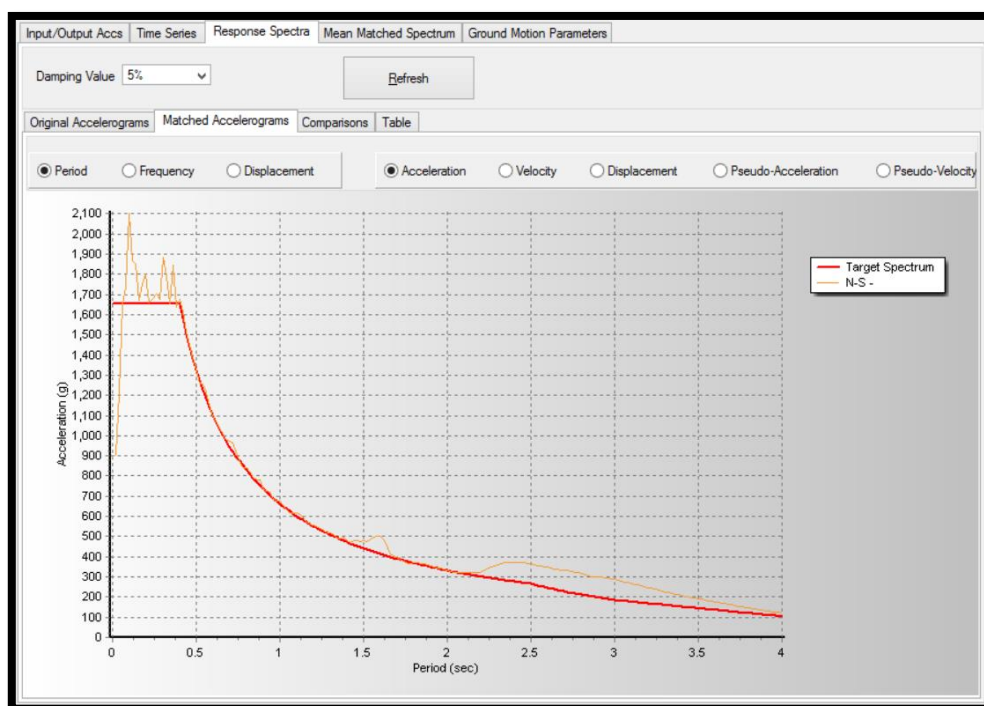


Figura 76. Registro sísmico N – S del Parque de la Reserva Lima-1966 escalado al Espectro objetivo R=1.  
Fuente: Propio.

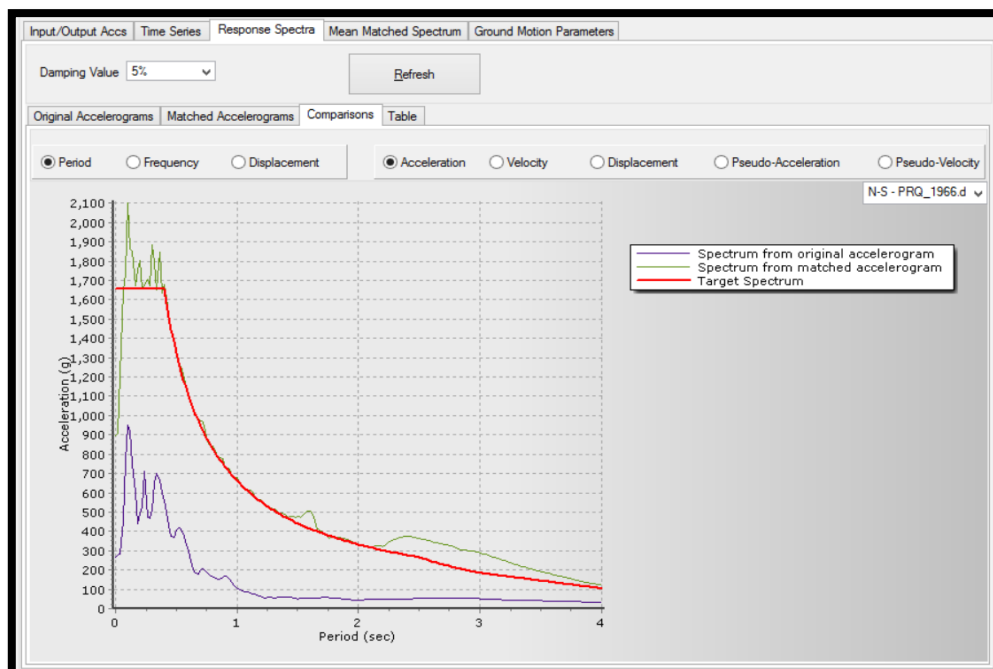
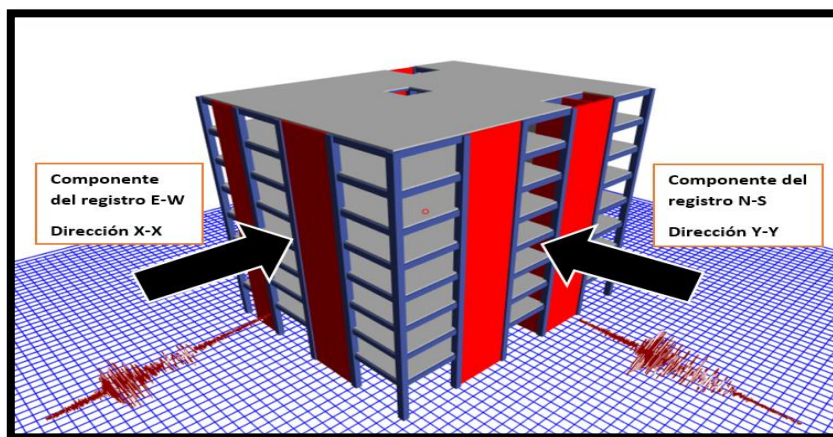


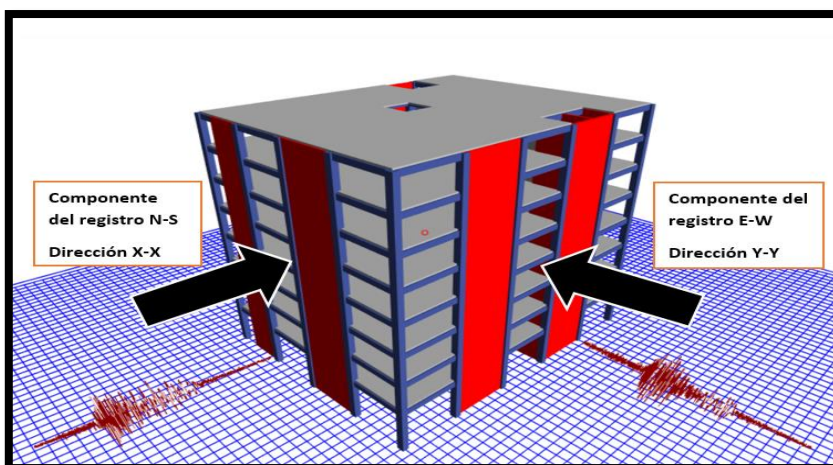
Figura 77. Comparación del registro sísmico escalado N – S del Parque de la Reserva Lima-1966 (color verde), registro sísmico sin escalar (color morado) y espectro objetivo R=1 (color rojo).  
Fuente: Propio.

#### 4.9.6. Análisis dinámico tiempo historia lineal

Culminado el escalamiento de los registros sísmicos corregidos en sus dos componentes independientemente, cada registro sísmico debe ser evaluado en dos casos de análisis siendo el Caso 1 cuando la componente E-W actúa en la dirección X y la componente N-S en la dirección Y, por último, el Caso 2 cuando la componente E-W actúa en la dirección Y, la componente N-S en la dirección X, tal cual como se muestra, a continuación:

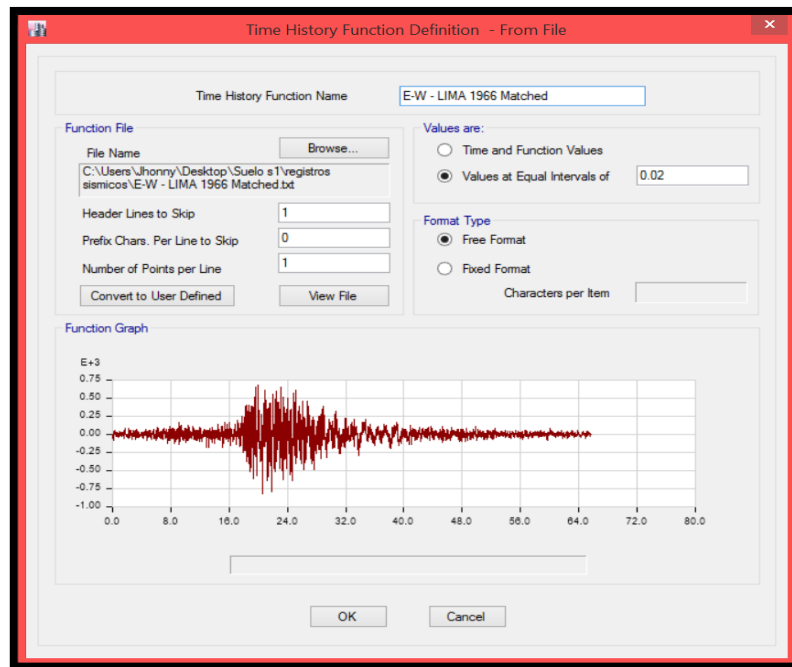


*Figura 78.* Caso 1 de análisis de los registros sísmicos para un análisis dinámico tiempo-historia.  
Fuente: Propio.

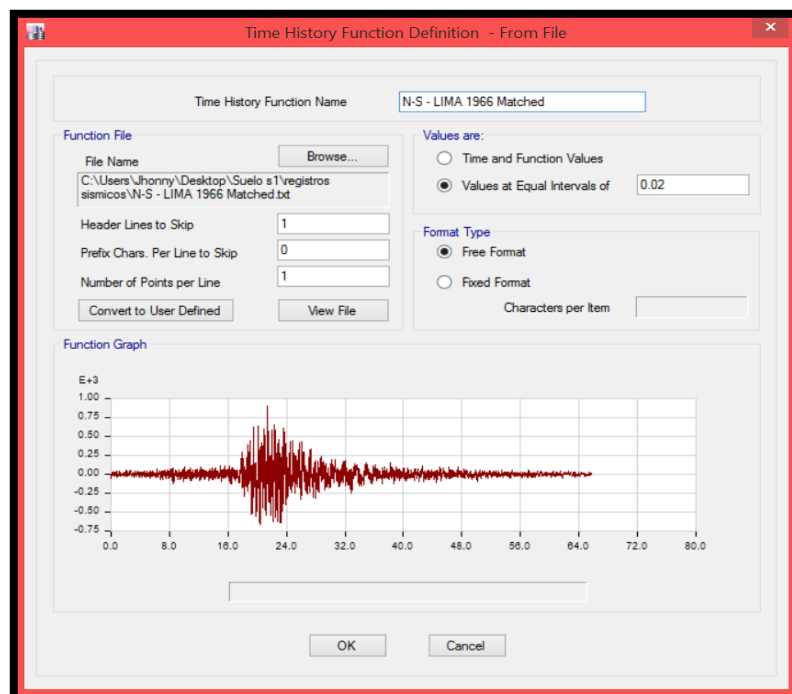


*Figura 79.* Caso 2 de análisis de los registros sísmicos para un análisis dinámico tiempo-historia.  
Fuente: Propio.

Se procede a cargar las dos componentes (E-W y N-S) de los registros sísmicos escalados corregidos, para posteriormente seleccionar las componentes en las direcciones correspondientes para el tipo de caso para el Análisis dinámico tiempo historia.



*Figura 80.* Inserción del registro sísmico de su componente E-W Lima 1966 en el software Etabs.  
Fuente: Propio.



*Figura 81.* Inserción del registro sísmico de su componente N-S Lima 1966 en el software Etabs.  
Fuente: Propio.



The 'Load Case Data' dialog box is shown with the following settings:

- General:**
  - Load Case Name: Caso 1 - Lima 1966
  - Load Case Type/Subtype: Time History (Linear Modal)
  - Exclude Objects in this Group: Not Applicable
  - Mass Source: Previous (100%CM+50%CV.)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	E-W - LIMA 1966 M...	0.01
Acceleration	U2	N-S - LIMA 1966 Ma...	0.01
- Other Parameters:**
  - Modal Load Case: Modal
  - Time History Motion Type: Transient
  - Number of Output Time Steps: 3283
  - Output Time Step Size: 0.02 sec
  - Modal Damping: Constant at 0.05

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, Advanced (unchecked), OK, Cancel.

*Figura 82.* Selección de las componentes del Caso 1 en el software Etabs para el análisis dinámico tiempo historia lineal.  
Fuente: Propio.

The 'Load Case Data' dialog box is shown with the following settings:

- General:**
  - Load Case Name: Caso 2 - Lima 1996
  - Load Case Type/Subtype: Time History (Linear Modal)
  - Exclude Objects in this Group: Not Applicable
  - Mass Source: Previous (100%CM+50%CV.)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	E-W - LIMA 1966 M...	0.01
Acceleration	U1	N-S - LIMA 1966 Ma...	0.01
- Other Parameters:**
  - Modal Load Case: Modal
  - Time History Motion Type: Transient
  - Number of Output Time Steps: 3283
  - Output Time Step Size: 0.02 sec
  - Modal Damping: Constant at 0.05

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, Advanced (unchecked), OK, Cancel.

*Figura 83.* Selección de las componentes del Caso 2 en el software Etabs para el análisis dinámico tiempo historia lineal.  
Fuente: Propio.

- **Sismo Lima – 1966 Caso 1:**

Tabla 49. Control de derivas obtenidas del Caso 1 – Lima 1966 en el eje X.

Pisos	Diafragma	Caso de carga/combo	Altura piso (m)	UX (m)	UX relativo (m)	Derivas inelásticas
8	D8	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.1296	0.0163	0.0047
7	D7	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.1133	0.0174	0.0050
6	D6	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0959	0.0182	0.0052
5	D5	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0777	0.0186	0.0053
4	D4	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0591	0.0181	0.0052
3	D3	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0410	0.0165	0.0047
2	D2	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0245	0.0135	0.0039
1	D1	Caso 1 - Lima 1966 Max	5	0.0109	0.0109	0.0022

Tabla 50. Control de derivas obtenidas del Caso 1 – Lima 1966 en el eje Y.

Pisos	Diafragma	Caso de carga/combo	Altura piso (m)	UY (m)	UY relativo (m)	Derivas inelásticas
8	D8	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.1510	0.0191	0.0055
7	D7	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.1319	0.0200	0.0057
6	D6	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.1119	0.0211	0.0060
5	D5	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0908	0.0217	0.0062
4	D4	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0690	0.0213	0.0061
3	D3	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0477	0.0195	0.0056
2	D2	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0282	0.0159	0.0046
1	D1	Caso 1 - Lima 1966 Max	5	0.0122	0.0122	0.0024

- **Sismo Lima – 1966 Caso 2:**

Tabla 51. Control de derivas obtenidas del Caso 2 – Lima 1966 en el eje X.

Pisos	Diafragma	Caso de carga/combo	Altura piso (m)	UX (m)	UX relativo (m)	Derivas inelásticas
8	D8	Caso 2 - Lima 1966 Max	3.5	0.1308	0.0182	0.0052
7	D7	Caso 2 - Lima 1966 Max	3.5	0.1126	0.0189	0.0054
6	D6	Caso 2 - Lima 1966 Max	3.5	0.0937	0.0193	0.0055
5	D5	Caso 2 - Lima 1966 Max	3.5	0.0743	0.0187	0.0053
4	D4	Caso 2 - Lima 1966 Max	3.5	0.0556	0.0168	0.0048
3	D3	Caso 2 - Lima 1966 Max	3.5	0.0388	0.0155	0.0044
2	D2	Caso 2 - Lima 1966 Max	3.5	0.0233	0.0128	0.0037
1	D1	Caso 2 - Lima 1966 Max	5	0.0105	0.0105	0.0021

Tabla 52. Control de derivas obtenidas del Caso 2 – Lima 1966 en el eje Y.

Pisos	Diafragma	Caso de carga/combo	Altura piso (m)	UY (m)	UY relativo (m)	Derivas inelásticas
8	D8	Caso 2 - Lima 1966 Max	3.5	0.1597	0.0207	0.0059
7	D7	Caso 2 - Lima 1966 Max	3.5	0.1390	0.0218	0.0062
6	D6	Caso 2 - Lima 1966 Max	3.5	0.1172	0.0225	0.0064
5	D5	Caso 2 - Lima 1966 Max	3.5	0.0947	0.0231	0.0066
4	D4	Caso 2 - Lima 1966 Max	3.5	0.0717	0.0225	0.0064
3	D3	Caso 2 - Lima 1966 Max	3.5	0.0491	0.0202	0.0058
2	D2	Caso 2 - Lima 1966 Max	3.5	0.0290	0.0163	0.0047
1	D1	Caso 2 - Lima 1966 Max	5	0.0126	0.0126	0.0025



- **Sismo Lima – 1970 Caso 1:**

Tabla 53. Control de derivas obtenidas del Caso 1 – Lima 1970 en el eje X.

Pisos	Diafragma	Caso de carga/combo	Altura piso (m)	UX (m)	UX relativo (m)	Derivas inelásticas
8	D8	Caso 1 - Lima 1970 Max	3.5	0.1344	0.0181	0.0052
7	D7	Caso 1 - Lima 1970 Max	3.5	0.1164	0.0194	0.0055
6	D6	Caso 1 - Lima 1970 Max	3.5	0.0970	0.0200	0.0057
5	D5	Caso 1 - Lima 1970 Max	3.5	0.0771	0.0191	0.0055
4	D4	Caso 1 - Lima 1970 Max	3.5	0.0579	0.0173	0.0049
3	D3	Caso 1 - Lima 1970 Max	3.5	0.0406	0.0162	0.0046
2	D2	Caso 1 - Lima 1970 Max	3.5	0.0245	0.0133	0.0038
1	D1	Caso 1 - Lima 1970 Max	5	0.0111	0.0111	0.0022

Tabla 54. Control de derivas obtenidas del Caso 1 – Lima 1970 en el eje Y.

Pisos	Diafragma	Caso de carga/combo	Altura piso (m)	UY (m)	UY relativo (m)	Derivas inelásticas
8	D8	Caso 1 - Lima 1970 Max	3.5	0.1463	0.0201	0.0057
7	D7	Caso 1 - Lima 1970 Max	3.5	0.1263	0.0214	0.0061
6	D6	Caso 1 - Lima 1970 Max	3.5	0.1049	0.0221	0.0063
5	D5	Caso 1 - Lima 1970 Max	3.5	0.0828	0.0215	0.0061
4	D4	Caso 1 - Lima 1970 Max	3.5	0.0613	0.0184	0.0053
3	D3	Caso 1 - Lima 1970 Max	3.5	0.0429	0.0170	0.0049
2	D2	Caso 1 - Lima 1970 Max	3.5	0.0259	0.0141	0.0040
1	D1	Caso 1 - Lima 1970 Max	5	0.0118	0.0118	0.0024

- **Sismo Lima – 1970 Caso 2:**

Tabla 55. Control de derivas obtenidas del Caso 2 – Lima 1970 en el eje X.

Pisos	Diafragma	Caso de carga/combo	Altura piso (m)	UX (m)	UX relativo (m)	Derivas inelásticas
8	D8	Caso 2 - Lima 1970 Max	3.5	0.1573	0.0210	0.0060
7	D7	Caso 2 - Lima 1970 Max	3.5	0.1364	0.0224	0.0064
6	D6	Caso 2 - Lima 1970 Max	3.5	0.1140	0.0230	0.0066
5	D5	Caso 2 - Lima 1970 Max	3.5	0.0910	0.0228	0.0065
4	D4	Caso 2 - Lima 1970 Max	3.5	0.0682	0.0208	0.0059
3	D3	Caso 2 - Lima 1970 Max	3.5	0.0474	0.0189	0.0054
2	D2	Caso 2 - Lima 1970 Max	3.5	0.0285	0.0155	0.0044
1	D1	Caso 2 - Lima 1970 Max	5	0.0130	0.0130	0.0026

Tabla 56. Control de derivas obtenidas del Caso 2 – Lima 1970 en el eje Y.

Pisos	Diafragma	Caso de carga/combo	Altura piso (m)	UY (m)	UY relativo (m)	Derivas inelásticas
8	D8	Caso 2 - Lima 1970 Max	3.5	0.1536	0.0200	0.0057
7	D7	Caso 2 - Lima 1970 Max	3.5	0.1336	0.0214	0.0061
6	D6	Caso 2 - Lima 1970 Max	3.5	0.1122	0.0218	0.0062
5	D5	Caso 2 - Lima 1970 Max	3.5	0.0904	0.0222	0.0064
4	D4	Caso 2 - Lima 1970 Max	3.5	0.0681	0.0216	0.0062
3	D3	Caso 2 - Lima 1970 Max	3.5	0.0465	0.0192	0.0055
2	D2	Caso 2 - Lima 1970 Max	3.5	0.0273	0.0156	0.0044
1	D1	Caso 2 - Lima 1970 Max	5	0.0117	0.0117	0.0023

- **Sismo Lima – 1974 Caso 1:**

Tabla 57. Control de derivas obtenidas del Caso 1 – Lima 1974 en el eje X.

Pisos	Diafragma	Caso de carga/combo	Altura piso (m)	UX (m)	UX relativo (m)	Derivas inelásticas
8	D8	Caso 1 - Lima 1974 Max	3.5	0.1444	0.0190	0.0054
7	D7	Caso 1 - Lima 1974 Max	3.5	0.1253	0.0205	0.0059
6	D6	Caso 1 - Lima 1974 Max	3.5	0.1049	0.0212	0.0061
5	D5	Caso 1 - Lima 1974 Max	3.5	0.0837	0.0212	0.0061
4	D4	Caso 1 - Lima 1974 Max	3.5	0.0624	0.0200	0.0057
3	D3	Caso 1 - Lima 1974 Max	3.5	0.0425	0.0175	0.0050
2	D2	Caso 1 - Lima 1974 Max	3.5	0.0249	0.0140	0.0040
1	D1	Caso 1 - Lima 1974 Max	5	0.0109	0.0109	0.0022

Tabla 58. Control de derivas obtenidas del Caso 1 – Lima 1974 en el eje Y.

Pisos	Diafragma	Caso de carga/combo	Altura piso (m)	UY (m)	UY relativo (m)	Derivas inelásticas
8	D8	Caso 1 - Lima 1974 Max	3.5	0.1600	0.0207	0.0059
7	D7	Caso 1 - Lima 1974 Max	3.5	0.1394	0.0221	0.0063
6	D6	Caso 1 - Lima 1974 Max	3.5	0.1172	0.0231	0.0066
5	D5	Caso 1 - Lima 1974 Max	3.5	0.0942	0.0228	0.0065
4	D4	Caso 1 - Lima 1974 Max	3.5	0.0713	0.0221	0.0063
3	D3	Caso 1 - Lima 1974 Max	3.5	0.0493	0.0201	0.0057
2	D2	Caso 1 - Lima 1974 Max	3.5	0.0291	0.0161	0.0046
1	D1	Caso 1 - Lima 1974 Max	5	0.0130	0.0130	0.0026

- **Sismo Lima – 1974 Caso 2:**

Tabla 59. Control de derivas obtenidas del Caso 2 – Lima 1974 en el eje X.

Pisos	Diafragma	Caso de carga/combo	Altura piso (m)	UX (m)	UX relativo (m)	Derivas inelásticas
8	D8	Caso 2 - Lima 1974 Max	3.5	0.1375	0.0186	0.0053
7	D7	Caso 2 - Lima 1974 Max	3.5	0.1189	0.0199	0.0057
6	D6	Caso 2 - Lima 1974 Max	3.5	0.0990	0.0203	0.0058
5	D5	Caso 2 - Lima 1974 Max	3.5	0.0787	0.0198	0.0057
4	D4	Caso 2 - Lima 1974 Max	3.5	0.0589	0.0188	0.0054
3	D3	Caso 2 - Lima 1974 Max	3.5	0.0401	0.0162	0.0046
2	D2	Caso 2 - Lima 1974 Max	3.5	0.0239	0.0132	0.0038
1	D1	Caso 2 - Lima 1974 Max	5	0.0107	0.0107	0.0021

Tabla 60. Control de derivas obtenidas del Caso 2 – Lima 1974 en el eje Y.

Pisos	Diafragma	Caso de carga/combo	Altura piso (m)	UY (m)	UY relativo (m)	Derivas inelásticas
8	D8	Caso 2 - Lima 1974 Max	3.5	0.1750	0.0240	0.0069
7	D7	Caso 2 - Lima 1974 Max	3.5	0.1509	0.0257	0.0073
6	D6	Caso 2 - Lima 1974 Max	3.5	0.1253	0.0263	0.0075
5	D5	Caso 2 - Lima 1974 Max	3.5	0.0990	0.0257	0.0073
4	D4	Caso 2 - Lima 1974 Max	3.5	0.0733	0.0235	0.0067
3	D3	Caso 2 - Lima 1974 Max	3.5	0.0498	0.0200	0.0057
2	D2	Caso 2 - Lima 1974 Max	3.5	0.0298	0.0165	0.0047
1	D1	Caso 2 - Lima 1974 Max	5	0.0133	0.0133	0.0027

Se aprecia que los resultados obtenidos en el análisis dinámico tiempo-historia en ambas componentes es decir E-W y N-S se asemejan a los resultados obtenidos en el análisis dinámico modal espectral con  $R=1$ , por lo tanto, se comprueba que el escalamiento fue correcto.

Por consiguiente, se muestra se manera resumida las derivas obtenidos en el análisis dinámico tiempo-historia en la siguiente tabla:

Tabla 61. *Derivas obtenidas del análisis dinámico tiempo-historia lineal en X.*

Pisos	Análisis dinámico tiempo - historia en X-X					
	Lima 1966		Lima 1970		Lima 1974	
	Caso1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
8	0.0047	0.0052	0.0052	0.0060	0.0054	0.0053
7	0.0050	0.0054	0.0055	0.0064	0.0059	0.0057
6	0.0052	0.0055	0.0057	0.0066	0.0061	0.0058
5	0.0053	0.0053	0.0055	0.0065	0.0061	0.0057
4	0.0052	0.0048	0.0049	0.0059	0.0057	0.0054
3	0.0047	0.0044	0.0046	0.0054	0.0050	0.0046
2	0.0039	0.0037	0.0038	0.0044	0.0040	0.0038
1	0.0022	0.0021	0.0022	0.0026	0.0022	0.0021

Tabla 62. *Derivas obtenidas del análisis dinámico tiempo-historia lineal en Y.*

Pisos	Análisis dinámico tiempo - historia en Y-Y					
	Lima 1966		Lima 1970		Lima 1974	
	Caso1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
8	0.0055	0.0059	0.0057	0.0057	0.0059	0.0069
7	0.0057	0.0062	0.0061	0.0061	0.0063	0.0073
6	0.0060	0.0064	0.0063	0.0062	0.0066	0.0075
5	0.0062	0.0066	0.0061	0.0064	0.0065	0.0073
4	0.0061	0.0064	0.0053	0.0062	0.0063	0.0067
3	0.0056	0.0058	0.0049	0.0055	0.0057	0.0057
2	0.0046	0.0047	0.0040	0.0044	0.0046	0.0047
1	0.0024	0.0025	0.0024	0.0023	0.0026	0.0027

#### 4.9.7. Determinación del sismo de diseño

Culminado el análisis tiempo historia para los 3 registros sísmicos en sus dos componentes ortogonales y haber obtenido sus derivas se determina el sismo de diseño con la cual se pretende calcular las propiedades del disipador de fluido viscoso, para ello se evalúa los cocientes de derivas del análisis tiempo historia vs el análisis dinámico espectral con  $R=1$ , se descarta los cocientes de valores de 0.8 y 1.5, se opta por tomar los cocientes del sismo Lima 1966 – Caso 2 ya que cuenta con una aproximación a la unidad.

Tabla 63. *Cociente de derivas del análisis dinámico espectral con  $R=1$  vs el análisis dinámico tiempo-historia lineal en X.*

Pisos	Análisis dinámico tiempo - historia en X-X					
	Lima 1966		Lima 1970		Lima 1974	
	Caso1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
8	0.9032	1.0080	1.0006	1.1605	1.0548	1.0286
7	0.9033	0.9822	1.0042	1.1624	1.0622	1.0303
6	0.9166	0.9740	1.0049	1.1580	1.0676	1.0220
5	0.9344	0.9406	0.9617	1.1474	1.0680	0.9957
4	0.9513	0.8836	0.9083	1.0913	1.0490	0.9878
3	0.9628	0.9022	0.9436	1.0991	1.0226	0.9454
2	0.9671	0.9179	0.9536	1.1083	0.9996	0.9454
1	0.9617	0.9214	0.9773	1.1453	0.9612	0.9395

Tabla 64. *Cociente de derivas del análisis dinámico espectral con  $R=1$  vs el análisis dinámico tiempo-historia lineal en Y.*

Pisos	Análisis dinámico tiempo - historia en Y-Y					
	Lima 1966		Lima 1970		Lima 1974	
	Caso1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
8	0.95915	1.03925	1.00642	1.00562	1.03719	1.20637
7	0.93988	1.02489	1.00729	1.00565	1.04107	1.20775
6	0.95403	1.01391	0.99675	0.98614	1.0425	1.1871
5	0.96933	1.02889	0.95934	0.99149	1.01649	1.14528
4	0.98061	1.0357	0.84496	0.99315	1.01521	1.07867
3	0.98487	1.01655	0.85703	0.97094	1.01448	1.00868
2	0.98195	1.00628	0.87154	0.9581	0.99181	1.01836
1	0.97005	1.00103	0.93186	0.92885	1.03383	1.05301

De los cuadros expuestos se descarta el Caso 2 – Lima 1970 en la dirección x por tener poca similitud con el espectro objetivo de diseño, se logra apreciar también que los sismos Lima 1966 Caso 1 y 2 en sus dos direcciones de análisis, Lima 1970 Caso 1 en dirección X e Caso 2 en sus dos direcciones y Lima 1974 Caso 1 y 2 en sus dos direcciones de análisis son muy semejantes a la unidad quedando a criterio la elección del sismo de diseño, para la presente edificación se eligió el sismo Lima 1966 - Caso 2 como el sismo de diseño para ambas direcciones de análisis con la cual se extraerá las distorsiones a ser superadas con la incorporación de disipadores de fluido viscoso a su vez se calcula las propiedades del disipador y posteriormente ver los resultados reflejados en un análisis dinámico tiempo historia no lineal.

#### **4.9.8. Elección del objetivo de desempeño sísmico del edificio**

##### **4.9.8.1. Niveles de desempeño**

Detalla un estado limite o tolerable de daño la cual está en relación de los daños de los elementos estructurales de la edificación, de su seguridad de los ocupantes y de la funcionalidad de la estructura una vez culminado el sismo, se tomará la segunda fila.

Tabla 65. *Definición del nivel de desempeño y estado de daño.*

<b>Estado de daño</b>	<b>Nivel de desempeño</b>	<b>Descripción de los daños</b>
Despreciable	Totalmente operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre - colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente: SEAOC Vision 2000 Committee, 1995.

#### 4.9.8.2. Nivel de amenaza sísmica

Es expresado en intervalos de recurrencia de un sismo que producen daños de una severidad inferior o superior y de una probabilidad de excedencia de que el efecto del sismo incremente su severidad durante el tiempo establecido, se tomara la tercera fila.

Tabla 66. *Movimientos sísmicos de diseño.*

<b>Movimiento sísmico de diseño</b>	<b>Intervalo de recurrencia</b>	<b>Probabilidad de excedencia</b>
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10 % en 50 años
Muy Raro	950 años	10 % en 100 años

Fuente: SEAOC Vision 2000 Committee, 1995.

#### 4.9.8.3. Nivel de comportamiento sísmico esperado

Corresponde a la elección del nivel del desempeño sísmico deseado para el diseño de la estructura y el nivel del movimiento sísmico de diseño que se espera.

Tabla 67. *Objetivo del diseño por desempeño deseado.*

<b>Movimiento sísmico de diseño</b>	<b>Nivel de desempeño de la estructura</b>			
	<b>Totalmente operacional</b>	<b>Operacional</b>	<b>Seguridad</b>	<b>Pre - colapso</b>
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy raro (970 años)	-	3	2	1
0. Desempeño inaceptable				
1. Estructuras básicas				
2. Estructuras esenciales/riesgosas				
3. Estructuras de seguridad critica				

Fuente: SEAOC Vision 2000 Committee, 1995.



Para la presente estructura estará sometida a un sismo raro de 475 años de retorno y la probabilidad de ser excedida del 10 % en 50 años, de nivel desempeño Operacional por ser una estructura esencial, con un nivel de daño leve en la cual los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.

#### 4.9.8.4. Deriva objetivo

Para la presente edificación se va optar por tomar una deriva objetivo de la metodología Hazus la cual describe los tipos de modelos estructural en etiquetas que están acuerdo al modelo de sistema estructural y su altura la cual se representa en la siguiente tabla:

No.	Label	Description	Height			
			Range		Typical	
			Name	Stories	Stories	Feet
1	W1	Wood, Light Frame ( $\leq 5,000$ sq. ft.)		All	1	14
2	W2	Wood, Greater than 5,000 sq. ft.		All	2	24
3	S1L	Steel Moment Frame	Low-Rise	1-3	2	24
4	S1M		Mid-Rise	4-7	5	60
5	S1H		High-Rise	8+	13	156
6	S2L	Steel Braced Frame	Low-Rise	1-3	2	24
7	S2M		Mid-Rise	4-7	5	60
8	S2H		High-Rise	8+	13	156
9	S3	Steel Light Frame		All	1	15
10	S4L	Steel Frame with Cast-in-Place Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	24
11	S4M		Mid-Rise	4-7	5	60
12	S4H		High-Rise	8+	13	156
13	S5L	Steel Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1-3	2	24
14	S5M		Mid-Rise	4-7	5	60
15	S5H		High-Rise	8+	13	156
16	C1L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	1-3	2	20
17	C1M		Mid-Rise	4-7	5	50
18	C1H		High-Rise	8+	12	120
19	C2L	Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	20
20	C2M		Mid-Rise	4-7	5	50
21	C2H		High-Rise	8+	12	120
22	C3L	Concrete Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1-3	2	20
23	C3M		Mid-Rise	4-7	5	50
24	C3H		High-Rise	8+	12	120
25	PC1	Precast Concrete Tilt-Up Walls		All	1	15
26	PC2L	Precast Concrete Frames with Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	20
27	PC2M		Mid-Rise	4-7	5	50
28	PC2H		High-Rise	8+	12	120
29	RM1L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Wood or Metal Deck Diaphragms	Low-Rise	1-3	2	20
30	RM1M		Mid-Rise	4+	5	50
31	RM2L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Precast Concrete Diaphragms	Low-Rise	1-3	2	20
32	RM2M		Mid-Rise	4-7	5	50
33	RM2H		High-Rise	8+	12	120
34	URML	Unreinforced Masonry Bearing Walls	Low-Rise	1-2	1	15
35	URM M		Mid-Rise	3+	3	35
36	MH	Mobile Homes		All	1	10

Figura 84. Tipos de modelos estructurales.

Fuente: "HAZUS<sup>MH</sup> MR4 Technical Manual", Department of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Directorate – FEMA, 2003, p. 3-4.

La presente edificación es un tipo sistema de muro estructurales contando con 8 pisos la cual clasifica al tipo de estructura de etiqueta C2H, posteriormente se evalúa la siguiente tabla con la etiqueta correspondiente, la cual nos brinda la relación de daño-deriva en la cual se opta por un daño leve que se encuentra en el rango 0.002 a 0.0042.

Building Properties			Interstory Drift at			
Type	Height (inches)		Threshold of Damage State			
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete
W1	168	126	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750
W2	288	216	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750
S1L	288	216	0.0060	0.0104	0.0235	0.0600
S1M	720	540	0.0040	0.0069	0.0157	0.0400
S1H	1872	1123	0.0030	0.0052	0.0118	0.0300
S2L	288	216	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
S2M	720	540	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
S2H	1872	1123	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300
S3	180	135	0.0040	0.0070	0.0187	0.0525
S4L	288	216	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525
S4M	720	540	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350
S4H	1872	1123	0.0020	0.0035	0.0093	0.0262
S5L						
S5M						
S5H						
C1L	240	180	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
C1M	600	450	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
C1H	1440	864	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300
C2L	240	180	0.0040	0.0084	0.0232	0.0600
C2M	600	450	0.0027	0.0056	0.0154	0.0400
C2H	1440	864	0.0020	0.0042	0.0116	0.0300
C3L						
C3M						
C3H						
PC1	180	135	0.0040	0.0070	0.0187	0.0525
PC2L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525
PC2M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350
PC2H	1440	864	0.0020	0.0035	0.0094	0.0263
RM1L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525
RM1M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350
RM2L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525
RM2M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350
RM2H	1440	864	0.0020	0.0035	0.0094	0.0263
URML						
URMM						
MH	120	120	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700

*Figura 85.* Relación de deriva para definir el estado de daño de la estructura.  
Fuente: “HAZUS<sup>MH</sup> MR4 Technical Manual”, Department of Homeland Security  
Emergency Preparedness and Response Directorate – FEMA, 2003, p. 5-46.

Siendo la deriva objetivo 0.003 de daño leve obtenida por la metodología Hazus según la relación deriva-daño, se opta por este valor debido a que la deriva de la E.030 no refleja el daño de la estructura y al no considerarse efectos de interacción suelo estructura resulta muy conservador tomar dicho valor como deriva objetivo.

Las máximas derivas fueron tomadas del sismo de diseño Lima – 1966 Caso 2, siendo la deriva máxima 0.0055 en el eje X. en el eje Y la deriva máxima es 0.0066. Por lo tanto, se acoplará disipadores de fluido viscoso en ambas direcciones.

#### 4.9.9. Factor de reducción de respuesta (B)

$$B_{xy} = \frac{D_{max\ xy}}{D_{objetivo}}$$

$$B_x = \frac{0.0055}{0.003}$$

$$B_x = 1.842$$

$$B_y = \frac{0.0066}{0.003}$$

$$B_y = 2.198$$

#### 4.9.10. Amortiguamiento efectivo ( $\beta_{eff}$ )

El amortiguamiento efectivo, se calculará despejando la siguiente ecuación brindada por el FEMA, teniendo en cuenta que el amortiguamiento inherente ( $\beta_o$ ) para estructuras de concreto armado es de 5%.

$$B_{xy} = \frac{2.31 - 0.41\ln(\beta_o)}{2.31 - 0.41\ln(\beta_{eff})}$$

$$1.842 = \frac{2.31 - 0.41\ln(5)}{2.31 - 0.41\ln(\beta_{effx})}$$

$$\beta_{effx} = 31.48\%$$

$$2.198 = \frac{2.31 - 0.41\ln(5)}{2.31 - 0.41\ln(\beta_{effy})}$$

$$\beta_{effy} = 44.84\%$$

#### 4.9.11. Amortiguamiento viscoso ( $\beta_H$ )

El amortiguamiento viscoso resulta ser la diferencia del amortiguamiento efectivo con el amortiguamiento inherente, teniendo en cuenta que el resultado debe estar dado en el intervalo de 20% a 40% por recomendación de los fabricantes de disipadores de fluido viscoso.

$$\beta_{Hxy} = \beta_{eff} - \beta_0$$

$$\beta_{Hx} = 31.48\% - 5\%$$

$$\beta_{Hx} = 26.48\%$$

$$\beta_{Hy} = 44.84\% - 5\%$$

$$\beta_{Hy} = 39.84\%$$

Se aprecia que el amortiguamiento viscoso para ambas direcciones se encuentra dentro del intervalo de recomendación por lo tanto es correcto la incorporación de disipadores de fluido viscoso.

#### 4.9.12. Rigidez del brazo metálico

Se comienza a seleccionar un perfil HSS 20.00 x 0.375 la cual estará anclado en los pórticos de no cumplir con los lazos histéricos esperados para un disipador de fluido viscoso se cambiará la disposición del brazo metálico o se modificará de sección o tipo de perfil.

Tabla 68. *Propiedades del brazo metálico de perfil HSS.*

Dimensiones redondas HSS 20.00 x 0.375				
D ext. (in)	D int. (in)	Espesor (in)	Área (in <sup>2</sup> )	Inercia (in <sup>4</sup> )
20	19.651	0.349	21.5	1040

Fuente: "Steel Construction Manual", American Institute of Steel Construction, 2005, p. 1-94.

Se presenta la formula mediante la cual se calculará la rigidez del brazo metálico.

$$K = \frac{AE}{L}$$

Dónde:

K= Rigidez del brazo metálico

A= Área de la sección del brazo metálico =  $21.5 \text{ in}^2 = 138.7094 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

E= Módulo de elasticidad del acero =  $29000 \text{ ksi} = 20.4 \times 10^6 \text{ Ton/m}^2$

L= Longitud a eje del brazo metálico incluyendo disipador

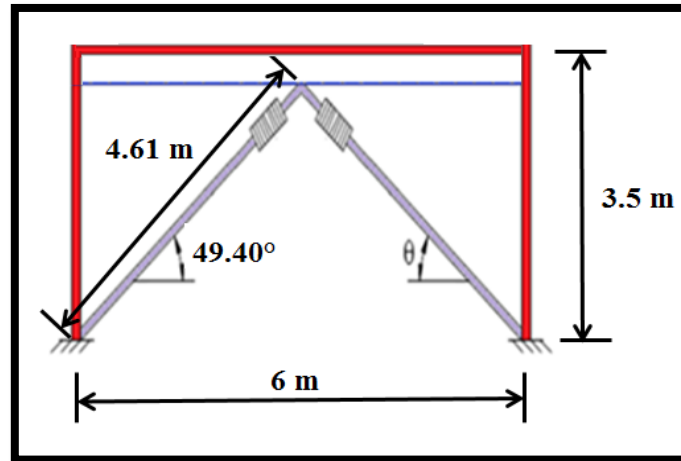


Figura 86. Medidas del brazo metálico X e Y en disposición Chevrón Brace.  
Fuente: Propia.

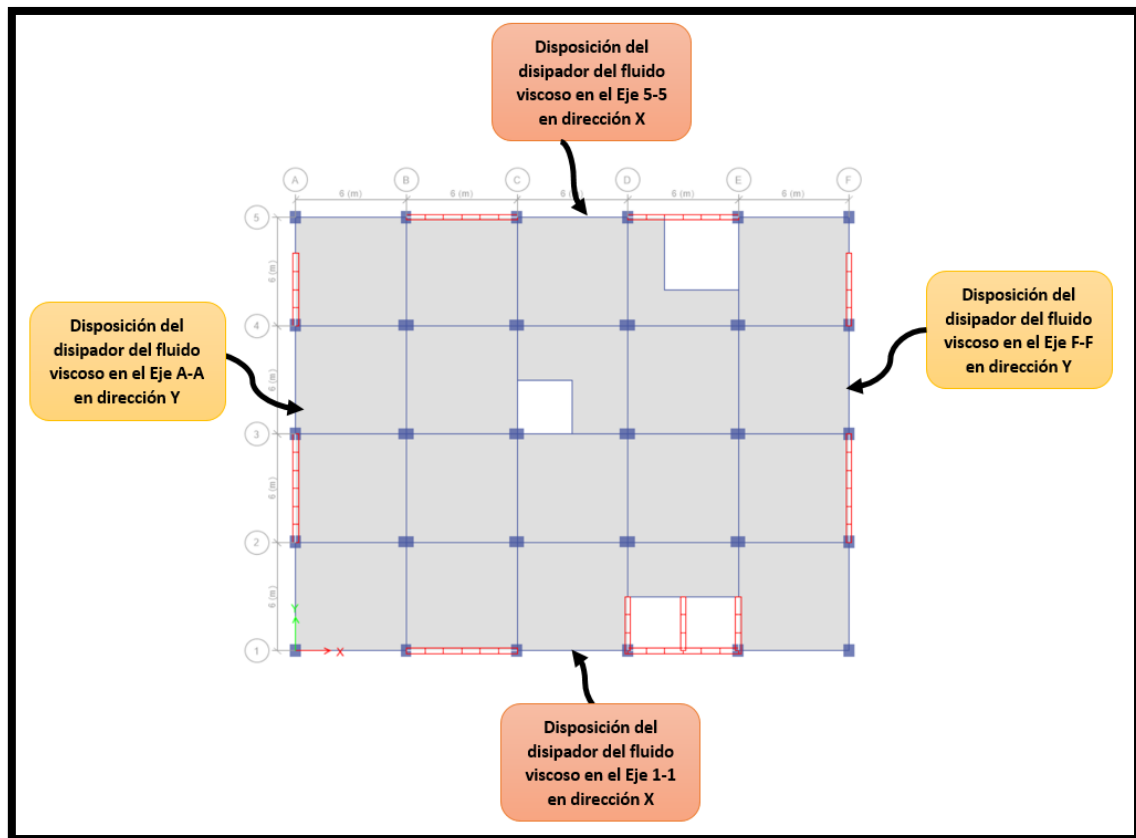
$$K_{xy} = \frac{138.71 \times 10^{-4} \times 20.4 \times 10^6}{4.61}$$

$$K_{xy} = 61,384.20 \text{ Ton/m}$$

La rigidez del brazo metálico en las direcciones X e Y resultan ser iguales por tener las mismas características y dimensiones.

#### 4.9.13. Ubicación de los disipadores de fluido viscoso

De manera de incorporar los disipadores de fluido viscoso se toman en consideración la arquitectura, así como las zonas donde se presenten las mayores velocidades y donde existan distorsiones elevadas, a su vez la norma ASCE 7-10 en su capítulo 18 brinda algunas recomendaciones para su disposición en la cual menciona que de preferencia las estructuras no presenten irregularidades, al menos dos dispositivos deben ser acoplados en la dirección a optimizar, los dispositivos deben ser incorporados en todos los entrepisos, evitar efectos de torsión buscando la simetría.



*Figura 87.* Disposición de los disipadores de fluido viscoso en la edificación.  
Fuente: Propia.

Se aprecia la ubicación de los pórticos donde se colocarán los disipadores de fluido viscoso en disposición Chevron Brace mejorado cabe indicar que en caso de no tener un buen desempeño y de no cumplir con el objetivo impuesto se cambiará de ubicación a los dispositivos, se pretende colocar los dispositivos a partir del segundo nivel si bien es cierto el ASCE 7-10 en su capítulo 18 explicó que los dispositivos deben ser colocados en todos los niveles pero teniendo en cuenta que los disipadores de fluido viscoso no modifican la rigidez no influenciara en nada en los pisos inferiores asimismo se sabe que el primer piso cuenta con una rigidez mucho mayor a la de los demás pisos no generando así piso débil.

#### 4.9.14. Exponente de velocidad ( $\alpha$ ) y parámetro $\lambda$

Se opta por un valor de  $\alpha = 0.50$  usualmente usados para diseño sísmico de edificaciones, por lo tanto, se obtendrá rápidamente mayores fuerzas a velocidad no muy elevadas a su vez corresponden a un amortiguamiento viscoso no lineal, teniendo así un  $\lambda=3.5$ . Dichos valores serán tomados para ambas direcciones.

#### 4.9.15. Frecuencia angular

Se obtuvo un periodo de 0.577seg en la dirección X, en la dirección Y el periodo fue 0.645seg, la frecuencia angular está dada por la siguiente formula dinámica:

$$\omega = \frac{2\pi}{T}$$

$$\omega_x = \frac{2\pi}{0.577}$$

$$\omega_x = 10.889 \text{ rad/seg}$$

$$\omega_y = \frac{2\pi}{0.645}$$

$$\omega_y = 9.741 \text{ rad/seg}$$

#### 4.9.16. Coeficiente de amortiguamiento no lineal

$$\Sigma C_j = \frac{\beta_H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot (\Sigma_i m_i \delta_i^2)}{\lambda (\Sigma \delta_{rj}^{1+\alpha} \cdot \cos^{1+\alpha} \theta_j)}$$

Se comienza a calcular los valores restantes para determinar el coeficiente de amortiguamiento no lineal en ambas direcciones de análisis.

- **Amplitud:**

La amplitud es tomada del máximo valor del desplazamiento relativo donde serán acoplados los disipadores de fluido viscoso, cada valor es tomado independientemente en cada dirección de análisis.

Tabla 69. Desplazamiento modal 2 relativo en pórtico.

Pisos	Modo	Desplazamiento modal 2 en pórtico (m)	Desplazamiento modal 2 relativo en pórtico (m)
8	2	0.1520	0.0207
7	2	0.1313	0.0209
6	2	0.1104	0.0210
5	2	0.0895	0.0213
4	2	0.0682	0.0208
3	2	0.0474	0.0191
2	2	0.0283	0.0157
1	2	0.0126	0.0126

Se extrae la amplitud máxima relativa, siendo este valor para la dirección X.

$$A = 0.0213 \text{ m}$$

Tabla 70. *Desplazamiento modal 1 relativo en pórtico.*

<b>Pisos</b>	<b>Modo</b>	<b>Desplazamiento modal 1 en pórtico (m)</b>	<b>Desplazamiento modal 1 relativo en pórtico (m)</b>
8	1	0.1665	0.0218
7	1	0.1447	0.0232
6	1	0.1215	0.0235
5	1	0.098	0.024
4	1	0.0741	0.0233
3	1	0.0507	0.0208
2	1	0.0299	0.0168
1	1	0.0131	0.0131

Se extrae la amplitud máxima relativa, siendo este valor para la dirección Y.

$$A = 0.024 \text{ m}$$

- **Pesos sísmicos por pisos:**

Tabla 71. *Masa y peso sísmico de la edificación.*

<b>Pisos</b>	<b>Masa (Ton.s<sup>2</sup>/m)</b>	<b>Peso sísmico (Ton)</b>
8	77.06903	755.79286
7	93.78305	919.70224
6	93.78305	919.70224
5	93.78305	919.70224
4	93.78305	919.70224
3	93.78305	919.70224
2	93.78305	919.70224
1	99.14635	972.29851



- Desplazamiento del modo 2 en el pórtico:

Tabla 72. Desplazamiento del modo 2.

Pisos	Modo	$\Phi_i$
8	2	0.152
7	2	0.1313
6	2	0.1104
5	2	0.0895
4	2	0.0682
3	2	0.0474
2	2	0.0283
1	2	0.0126

- Desplazamiento relativo del modo 2 en el pórtico con la inclusión de los disipadores:

Tabla 73. Desplazamiento relativo en los bordes del pórtico.

Pisos	Modo	Nudo 7	Nudo 8	$\Phi_{rj}$
8	2	-	0.1520	0.0207
7	2	0.1313	0.1313	0.0209
6	2	0.1104	0.1104	0.0210
5	2	0.0895	0.0895	0.0213
4	2	0.0682	0.0682	0.0208
3	2	0.0474	0.0474	0.0191
2	2	0.0283	0.0283	0.0157
1	2	0.0126	0.0126	0.0126

Tabla 74. Cálculos necesarios para determinar el coeficiente de amortiguamiento no lineal en X.

Pisos	Masa (Ton.s <sup>2</sup> /m)	Cos $\theta$	$\Phi_{rj}^{(1+\alpha)}$ $\cdot \cos\theta^{(1+\alpha)}$	$m \cdot \Phi_i^2$
8	77.069	0.6508	0.0016	1.7814
7	93.783	0.6508	0.0016	1.6176
6	93.783	0.6508	0.0016	1.1436
5	93.783	0.6508	0.0016	0.7506
4	93.783	0.6508	0.0016	0.4357
3	93.783	0.6508	0.0014	0.2105
2	93.783	0.6508	0.001	0.0752
1	99.146	0.6508	0.0007	0.0158
			<b>0.0111</b>	<b>6.0304</b>

- **Coeficiente de amortiguamiento no lineal en X:**

$$\Sigma C_j = \frac{\beta_H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot (\Sigma_i m_i \delta_i^2)}{\lambda (\Sigma \delta_{rj}^{1+\alpha} \cdot \cos^{1+\alpha} \theta_j)}$$

$$\Sigma C_j = \frac{0.2648 \times 2\pi \times 0.0213^{1-0.5} \times 10.889^{2-0.5} \times 6.0304}{3.5(0.0111)}$$

$$\Sigma C_j = 1,353.38$$

- **Coeficiente de amortiguamiento no lineal unitario en X:**

Está en función del número de disipadores por nivel en la dirección de análisis, se consideró 2 dispositivos en el eje 1-1 y 2 dispositivos en el eje 5-5, por consiguiente, el coeficiente de amortiguamiento no lineal unitario en la dirección X es de:

$$C_j = \frac{\Sigma C_j}{N_{Disipadores}}$$

$$C_j = \frac{1,353.39}{4}$$

$$C_j = 338.35$$

Se muestra de forma resumida los resultados que serán ingresados al software Etabs:

Tabla 75. *Propiedades del disipador de fluido viscoso en X.*

<b>Propiedades no lineales</b>	
Rigidez (K)	61,385
Amortiguamiento (Cj)	339
Exponente de velocidad (α)	0.5

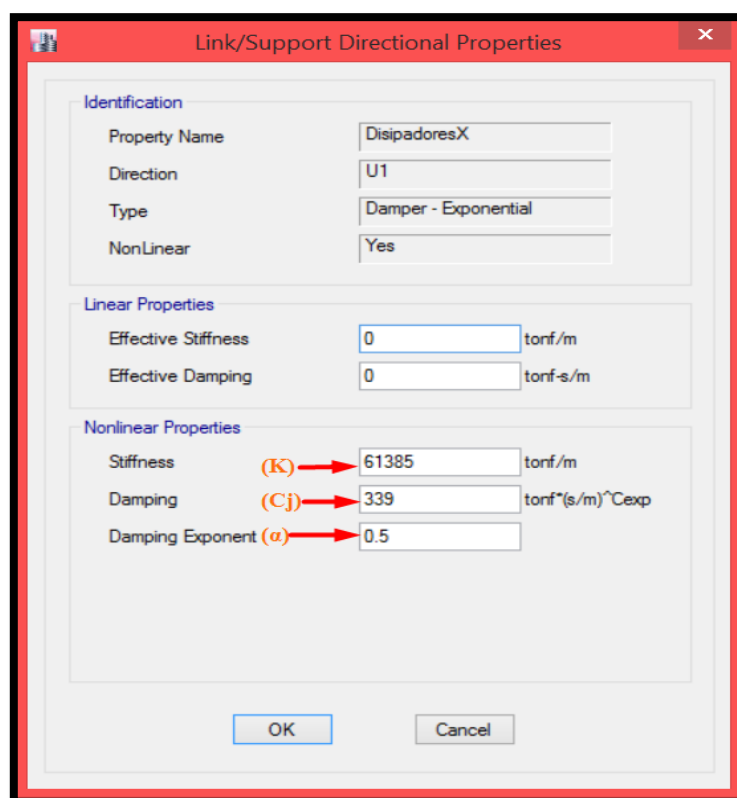


Figura 88. Ingreso de las propiedades del disipador en X al software Etabs.

- Desplazamiento del modo 1 en el pórtico:

Tabla 76. Desplazamiento del modo 1.

Pisos	Modo	$\Phi_i$
8	1	0.1665
7	1	0.1447
6	1	0.1215
5	1	0.098
4	1	0.0741
3	1	0.0507
2	1	0.0299
1	1	0.0131

- Desplazamiento relativo del modo 1 en el pórtico con la inclusión de los disipadores:

Tabla 77. Desplazamiento relativo en los bordes del pórtico.

Pisos	Modo	Nudo 3	Nudo 4	$\Phi_{rj}$
8	1	-	0.1665	0.0218
7	1	0.1447	0.1447	0.0232
6	1	0.1215	0.1215	0.0235
5	1	0.098	0.098	0.024
4	1	0.0741	0.0741	0.0233
3	1	0.0507	0.0507	0.0208
2	1	0.0299	0.0299	0.0168
1	1	0.0131	0.0131	0.0131

Tabla 78. Cálculos necesarios para determinar el coeficiente de amortiguamiento no lineal en Y.

Pisos	Masa (Ton.s <sup>2</sup> /m)	Cos $\theta$	$\Phi_{rj}^{(1+\alpha)}$ $\cdot \cos \theta^{(1+\alpha)}$	m * $\Phi_i^2$
8	77.069	0.6508	0.0017	2.1369
7	93.7831	0.6508	0.0019	1.9648
6	93.7831	0.6508	0.0019	1.3845
5	93.7831	0.6508	0.002	0.9016
4	93.7831	0.6508	0.0019	0.5144
3	93.7831	0.6508	0.0016	0.2412
2	93.7831	0.6508	0.0011	0.084
1	99.1464	0.6508	0.0008	0.017
			<b>0.0128</b>	<b>7.2444</b>

- Coeficiente de amortiguamiento no lineal en Y:

$$\Sigma C_j = \frac{\beta_H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot (\Sigma_i m_i \theta_i^2)}{\lambda (\Sigma \Phi_{rj}^{1+\alpha} \cdot \cos^{1+\alpha} \theta_j)}$$

$$\Sigma C_j = \frac{0.3984 \times 2\pi \times 0.0240^{1-0.5} \times 9.741^{2-0.5} \times 7.2444}{3.5(0.0128)}$$

$$\Sigma C_j = 1,911.68$$

- **Coeficiente de amortiguamiento no lineal unitario en Y:**

Está en función del número de disipadores por nivel en la dirección de análisis, se consideró 2 dispositivos en el eje A-A y 2 dispositivos en el eje F-F, por consiguiente, el coeficiente de amortiguamiento no lineal unitario en la dirección Y es de:

$$C_j = \frac{\Sigma C_j}{N_{Disipadores}}$$

$$C_j = \frac{1,911.68}{4}$$

$$C_j = 477.92$$

Se muestra de forma resumida los resultados que serán ingresados al software Etabs:

Tabla 79. *Propiedades del disipador de fluido viscoso en Y.*

Propiedades no lineales	
Rigidez (K)	61,385
Amortiguamiento (Cj)	478
Exponente de amortiguación (α)	0.5

Figura 89. Ingreso de las propiedades del disipador en Y al software Etabs.  
Fuente: Propia.

#### 4.9.17. Análisis dinámico tiempo historia no lineal con acoplamiento de disipadores de fluido viscoso

Una vez definido las propiedades de los disipadores de fluido viscoso para ambas direcciones de análisis se procede a incorporar los dispositivos de fluido viscoso en los pórticos correspondientes tal cual se muestra a continuación:

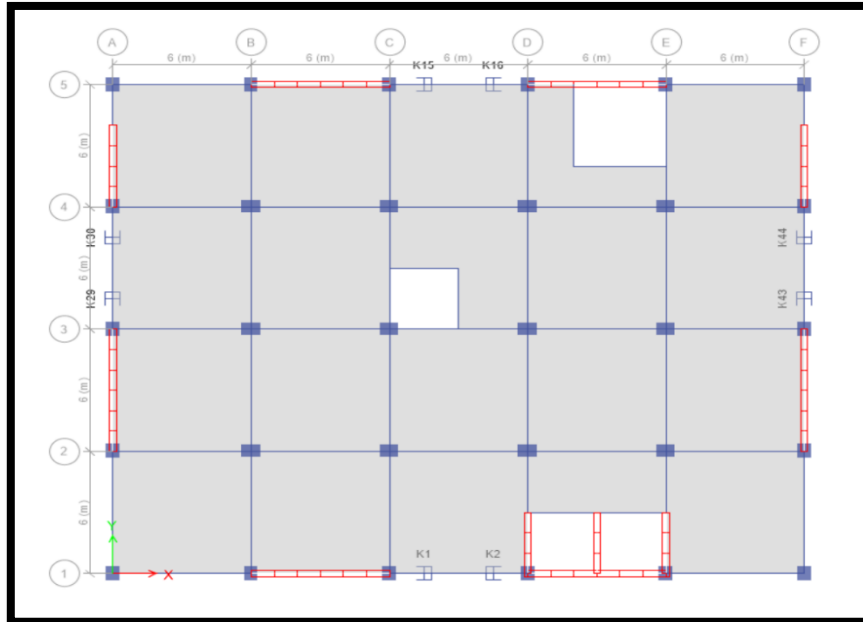


Figura 90. Planta del 8vo piso con la incorporación de los disipadores de fluido viscoso.

Fuente: Propia.

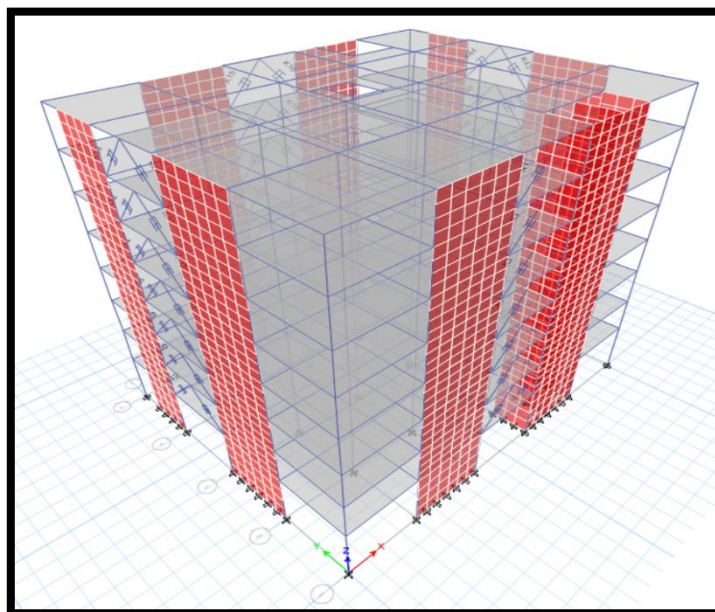


Figura 91. Vista 3D del modelo estructural optimizado con dispositivos de fluido viscoso.

Fuente: Propia.

Seguidamente se realiza análisis dinámico tiempo historia no lineal y se prosigue a verificar las derivas con la finalidad de saber si los dispositivos se están desempeñando correctamente.

Tabla 80. Control de derivas obtenidas del Caso 2 – Lima 1966 con incorporación de disipadores de fluido viscoso en X.

Pisos	Diafragma	Caso de carga/combo	Altura piso	UX	UX relativo (m)	Derivas inelásticas	Control derivas E.030 $\leq 0.007$	Control deriva Hazus $\leq 0.003$
8	D8	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0611	0.0085	0.0024	(OK)	(OK)
7	D7	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0525	0.0092	0.0026	(OK)	(OK)
6	D6	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0433	0.0095	0.0027	(OK)	(OK)
5	D5	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0338	0.0090	0.0026	(OK)	(OK)
4	D4	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0248	0.0071	0.0020	(OK)	(OK)
3	D3	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0177	0.0067	0.0019	(OK)	(OK)
2	D2	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0110	0.0058	0.0017	(OK)	(OK)
1	D1	Caso 1 - Lima 1966 Max	5	0.0052	0.0052	0.0010	(OK)	(OK)

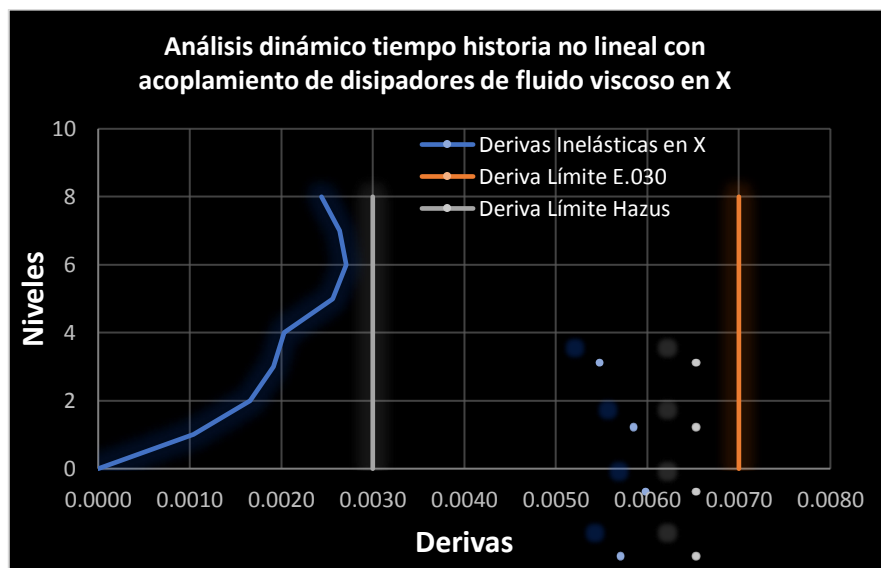


Figura 92. Derivas inelásticas del análisis dinámico tiempo historia no lineal con acoplamiento de disipadores de fluido viscoso en X.

Fuente: Propia.

Tabla 81. Control de derivas obtenidas del Caso 2 – Lima 1966 con incorporación de disipadores de fluido viscoso en el eje Y.

Pisos	Diafragma	Caso de carga/combo	Altura Piso	UY	UY relativo (m)	Derivas inelásticas	Control derivas E.030 $\leq 0.007$	Control deriva Hazus $\leq 0.003$
8	D8	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0693	0.0079	0.0023	(OK)	(OK)
7	D7	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0614	0.0087	0.0025	(OK)	(OK)
6	D6	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0527	0.0094	0.0027	(OK)	(OK)
5	D5	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0432	0.0098	0.0028	(OK)	(OK)
4	D4	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0333	0.0097	0.0028	(OK)	(OK)
3	D3	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0236	0.0092	0.0027	(OK)	(OK)
2	D2	Caso 1 - Lima 1966 Max	3.5	0.0143	0.0078	0.0023	(OK)	(OK)
1	D1	Caso 1 - Lima 1966 Max	5	0.0064	0.0064	0.0013	(OK)	(OK)

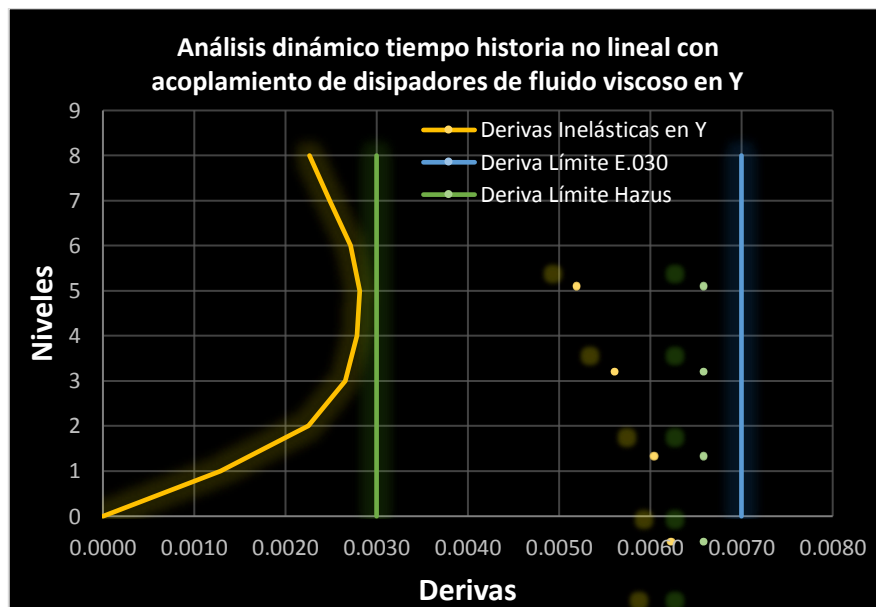


Figura 93. Derivas inelásticas del análisis dinámico tiempo historia no lineal con acoplamiento de disipadores de fluido viscoso en Y.

Fuente: Propia.



Se comprueba en base a los resultados que las derivas de ambas direcciones se redujeron siendo inferiores al valor límite 0.007 impuesto por la norma E.30 y además se encuentran por debajo de la deriva 0.003 establecido por la metodología Hazus, hasta el momento los disipadores de fluido viscoso se están desempeñando efectivamente.

#### 4.9.18. Verificación comportamiento del lazo histerético

Se procede a verificar el comportamiento de los disipadores incorporados en la estructura la cual está en relación del desplazamiento–fuerza comprobando así el grafico elíptico ensanchado en el eje de las abscisas del lazo histerético en caso de cumplir con el comportamiento adecuado se procederá a cambiar de ubicación al disipador o modificar la disposición del brazo metálico. La grafica del lazo histerético se concentra en el medio cuando se presentan picos sísmicos pequeños es decir que existen fuerzas pequeñas y se dispara generando lazos alejados del centro cuando los picos sísmicos son altos ya que se generan mayores fuerzas esto debido a que los picos de los registros sísmicos no son constantes ya que existen picos más elevados que otros.

Debido a que existe una gran cantidad de disipadores solo se mostrara solo algunos lazos histereticos de ambas direcciones del acoplamiento de los dispositivos:

- Lazos histereticos en dirección X en el eje 1-1:

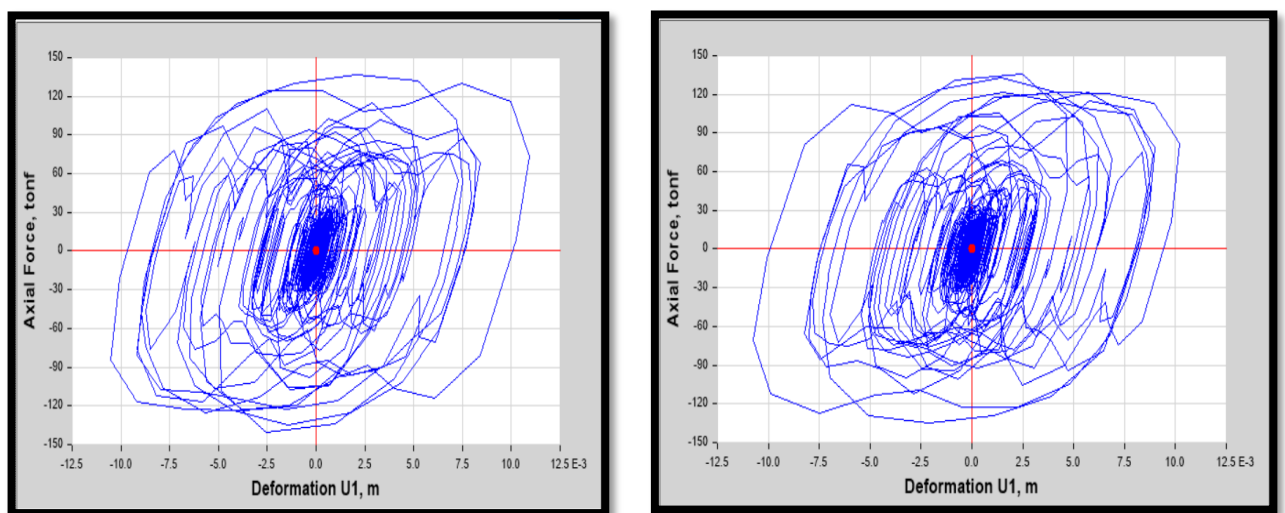
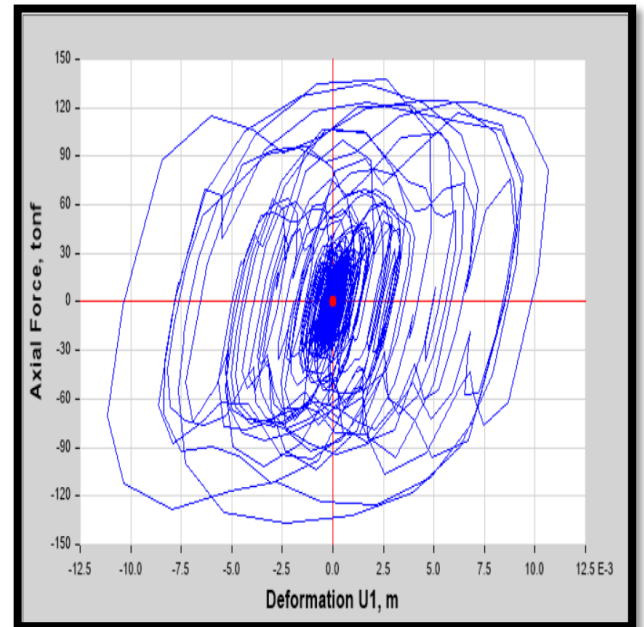
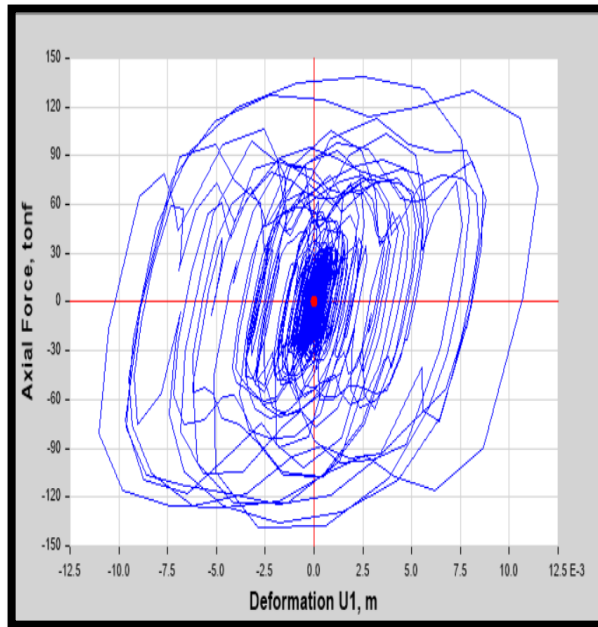
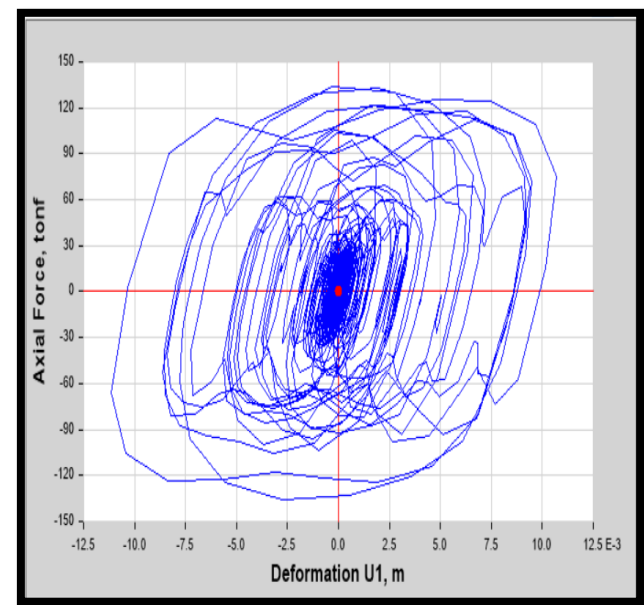
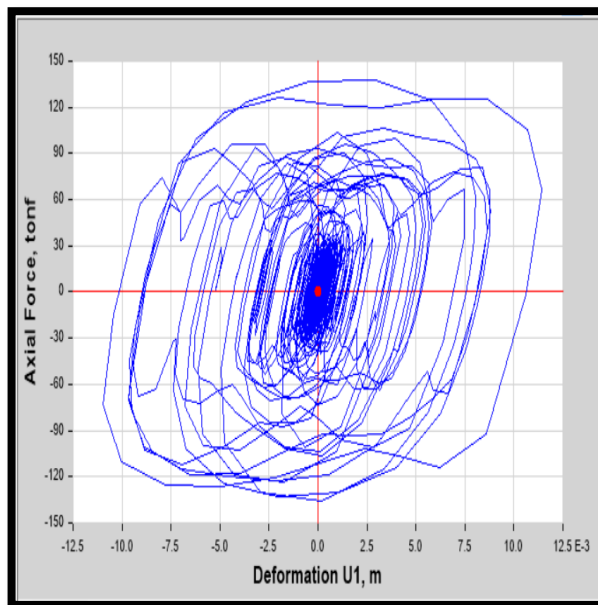


Figura 94. Comportamiento del lazo histerético de los disipadores K1 y K2.

Fuente: Propia.

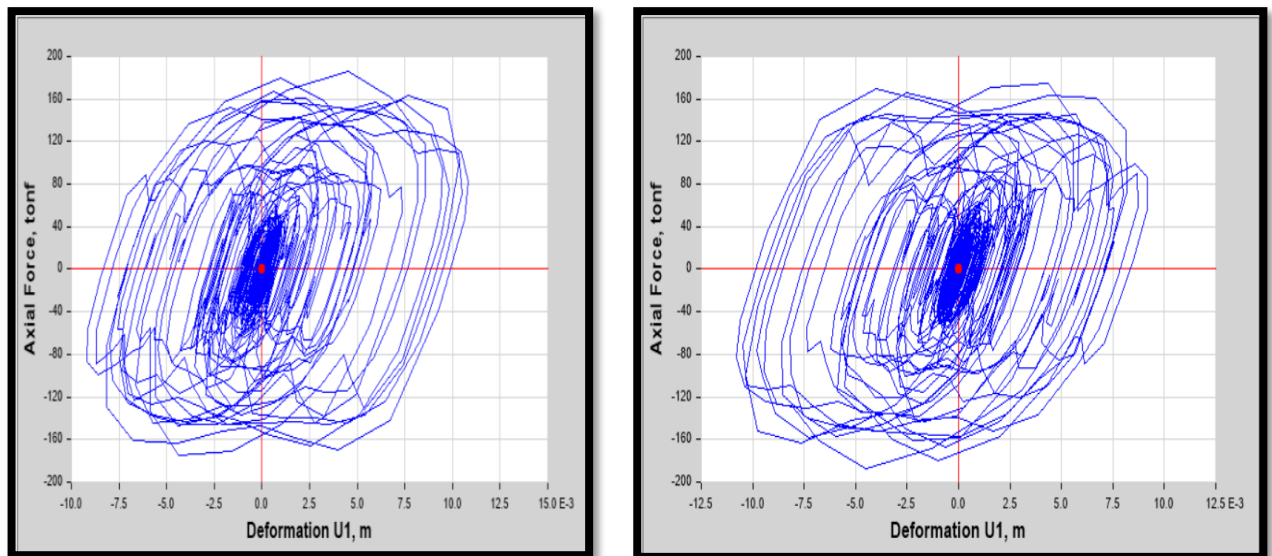


*Figura 95.* Comportamiento del lazo histerético de los disipadores K3 y K4.  
Fuente: Propia.

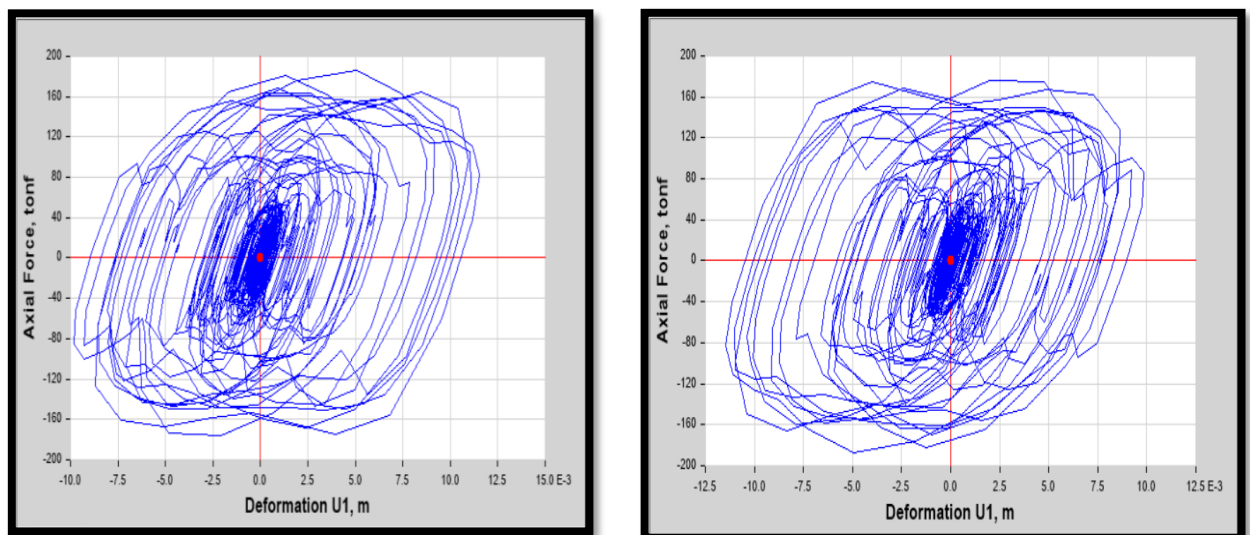


*Figura 96.* Comportamiento del lazo histerético de los disipadores K5 y K6.  
Fuente: Propia.

- Lazos histereticos en dirección Y en el eje A-A:



*Figura 97. Comportamiento del lazo histerético de los disipadores K29 y K30.*  
Fuente: Propia.



*Figura 98. Comportamiento del lazo histerético de los disipadores K31 y K32.*  
Fuente: Propia.

Se logra evaluar que todos los disipadores están trabajando correctamente ya que el lazo histórico muestra un comportamiento esperado, a su vez se logra apreciar que los lazos históricos del eje A-A en dirección Y muestra lazos más alejados del centro por lo tanto requerirá de disipadores de mayor fuerza a comparación de los lazos históricos del eje 1-1 en dirección X, si el lazo histerético no se mostrara de forma elíptica ensanchada en el eje de las abscisas daría a entender que no contribuyen un buen amortiguamiento.

#### 4.9.19. Balance de energía

Se visualiza la asistencia de las diferentes energías en la edificación para el Caso 2- Lima 1966 en la cual se determina el porcentaje de disipación de energía en consecuencia del acoplamiento de los disipadores de fluido viscoso presentadas en el edificio.

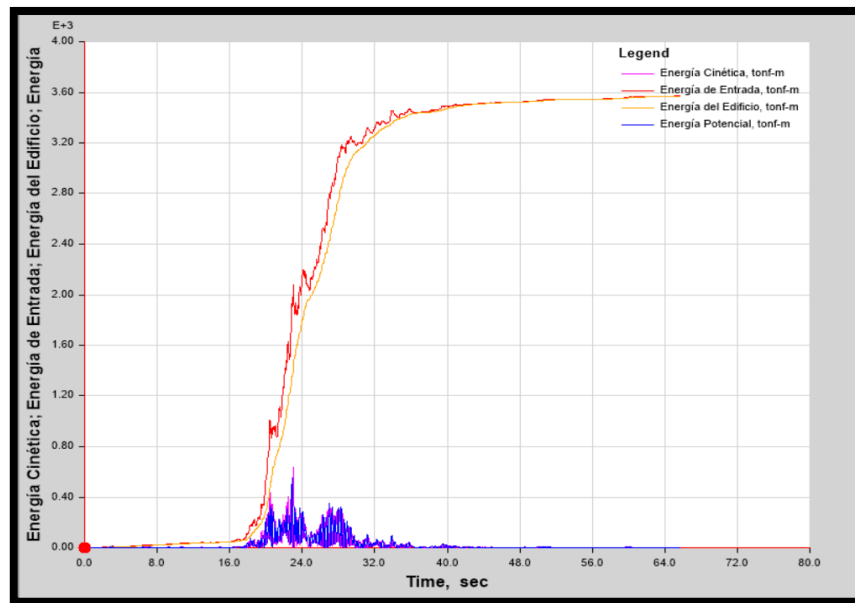


Figura 99. Balance de energía de la estructura sin disipadores del Caso 2- Lima 1966.

Fuente: Propia.

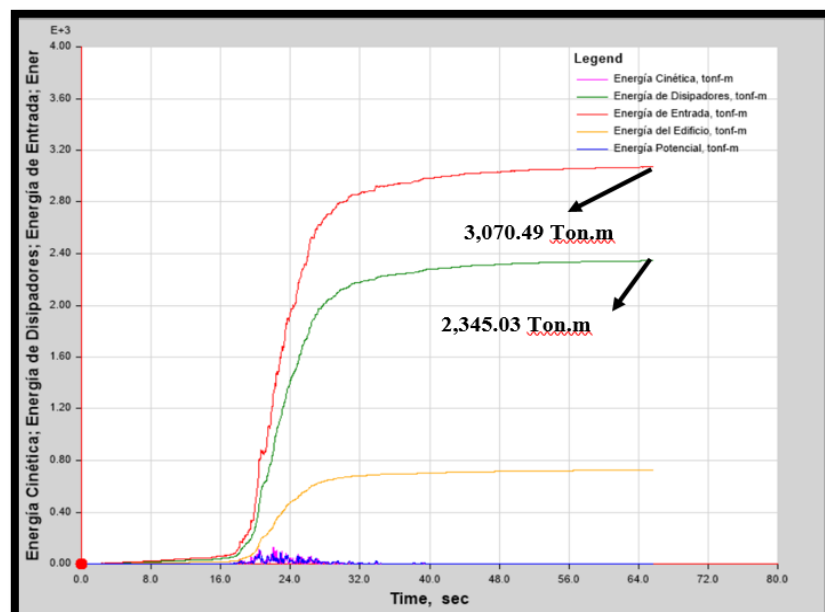


Figura 100. Balance de energía de la estructura optimizada con disipadores del Caso 2- Lima 1966.

Fuente: Propia.

$$\% \text{ de Energía disipada} = \frac{\text{Energía disipada por parte del disipador}}{\text{Energía de entrada del sismo de diseño severo}}$$

$$\% \text{ de Energía disipada} = \frac{2,345.03 \text{ Ton. m}}{3,070.49 \text{ Ton. m}} \times 100$$

$$\% \text{ de Energía disipada} = 76.37\%$$

Del balance energético con la incorporación de los disipadores de fluido viscoso se logra observar que el 76.37% de energía del sismo severo de entrada será absorbida primeramente por los dispositivos dejando el resto de energía al amortiguamiento propio de la estructura de concreto armado, se puede concluir que el gran porcentaje de disipación de energía por parte de los disipadores de fluido viscoso se debe a la gran cantidad de dispositivos acoplados a la estructura teniendo así reducciones en los esfuerzos de los elementos estructurales y disminución de las derivas en los entrepisos.

#### **4.9.20. Extracción de fuerzas en los dispositivos y selección de fuerzas Taylor**

Culminado el modelo estructural del edificio optimizado y habiendo verificado los resultados de derivas, lazo histérico y el balance energético con éxito, se procede a extraer las fuerzas axiales por tracción y compresión en los disipadores de fluido viscoso con el propósito de poder adquirir los dispositivos con las fuerzas requeridas, para ello se hará uso del catálogo de fuerzas establecidas por la empresa CDV representaciones, es preciso señalar que las fuerzas requeridas se fijaran al valor superior más próximo de las fuerzas Taylor.

Tabla 82. *Fuerzas y peso suministrados por Taylor.*

<b>Fuerza Taylor (KIP)</b>	<b>Peso (LBS)</b>
55	98
110	215
165	400
220	560
330	675
440	1,000
675	1,750
900	2,400
1,450	Consultar
1,800	Consultar

- Fuerzas en los disipadores en dirección X en el eje 1-1:

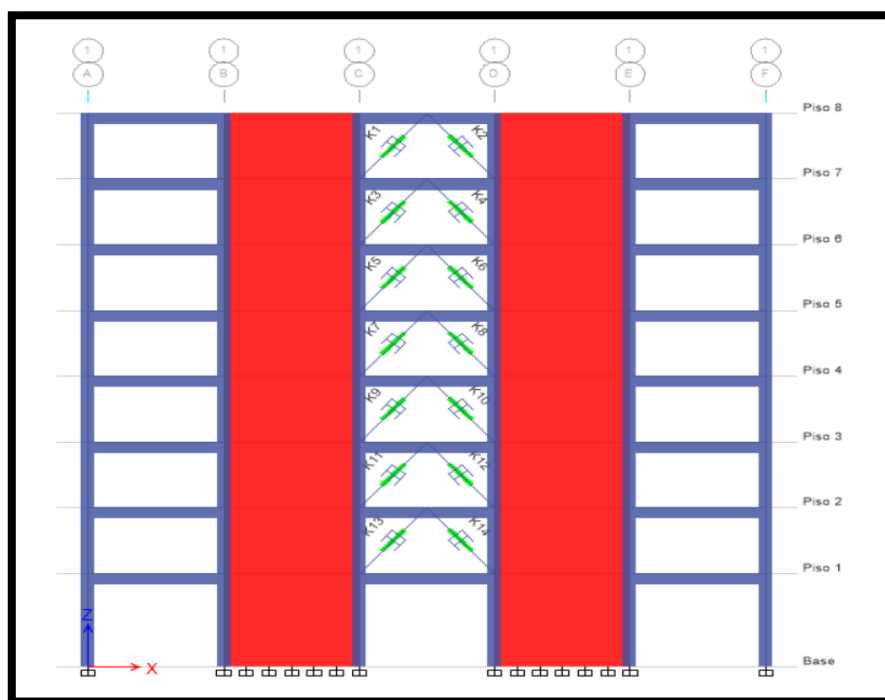


Figura 101. Dispositivos de fluido viscoso acoplados en los pórticos en el eje 1-1.

Fuente: Propia.

Tabla 83. Fuerzas axiales en los disipadores de fluido viscoso eje 1-1.

Disipador	Pisos	Fuerza (TON)	Fuerza (KIP)	Fuerza Taylor (KIP)
K1	8	136.42	300.75	330
K2	8	136.02	299.87	330
K3	7	139.08	306.62	330
K4	7	137.67	303.51	330
K5	6	138.1	304.47	330
K6	6	134.18	295.81	330
K7	5	135.25	298.19	330
K8	5	127.86	281.88	330
K9	4	129.79	286.13	330
K10	4	120.46	265.58	330
K11	3	123.78	272.88	330
K12	3	113.2	249.56	330
K13	2	109.09	240.51	330
K14	2	99.86	220.16	330

- Fuerzas en los disipadores en dirección X en el eje 5-5:

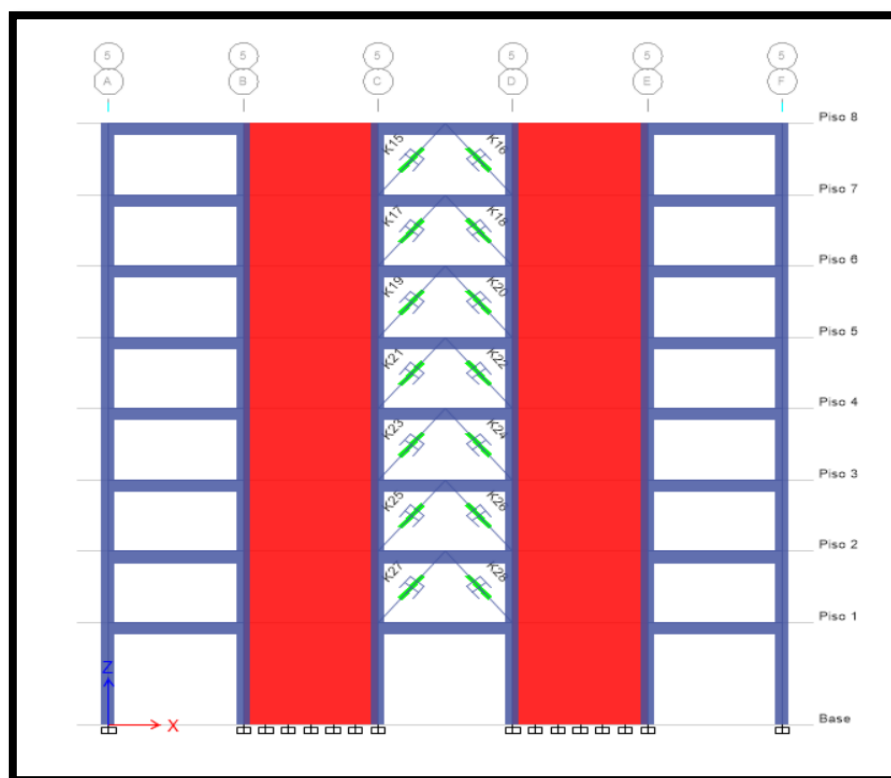


Figura 102. Dispositivos de fluido viscoso acoplados en los pórticos en el eje 5-5.

Fuente: Propia.

Tabla 84. Fuerzas axiales en los disipadores de fluido viscoso eje 5-5.

Disipador	Pisos	Fuerza (TON)	Fuerza (KIP)	Fuerza Taylor (KIP)
K15	8	143.8	317.02	330
K16	8	149.32	329.19	330
K17	7	145.49	320.74	330
K18	7	149	328.48	330
K19	6	145.01	319.69	330
K20	6	140.98	310.81	330
K21	5	139.85	308.33	330
K22	5	139.68	307.95	330
K23	4	138.16	304.59	330
K24	4	133.29	293.85	330
K25	3	132.77	292.7	330
K26	3	121.05	266.87	330
K27	2	116.35	256.52	330
K28	2	108.39	238.95	330

- Fuerzas en los disipadores en dirección Y en el eje A-A:

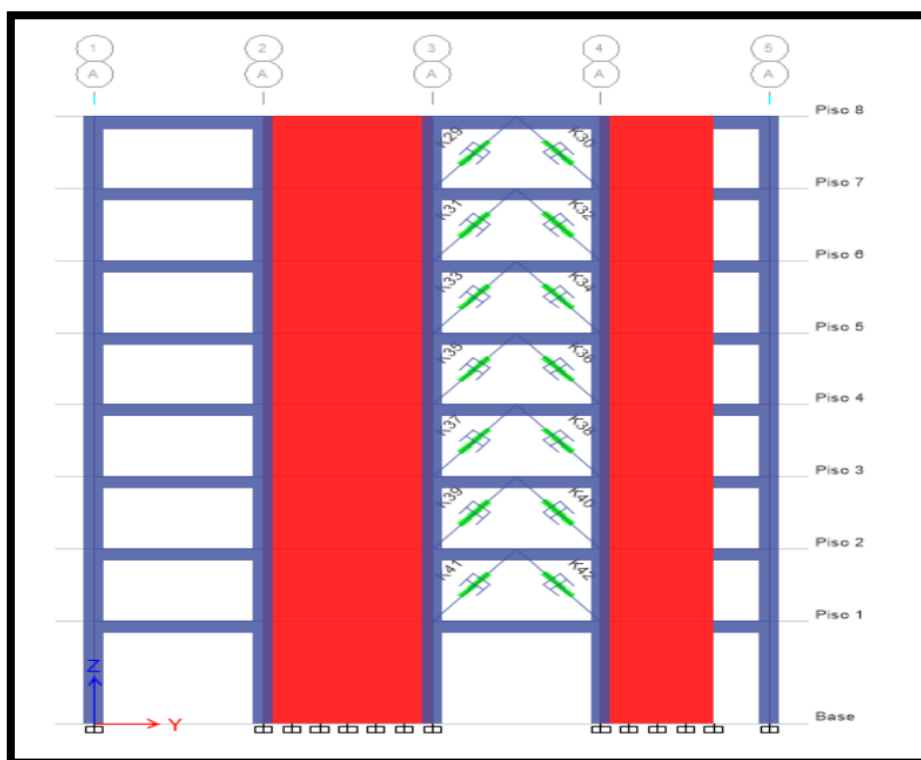


Figura 103. Dispositivos de fluido viscoso acoplados en los pórticos en el eje A-A.

Fuente: Propia.

Tabla 85. Fuerzas axiales en los disipadores de fluido viscoso eje A-A.

Disipador	Pisos	Fuerza (TON)	Fuerza (KIP)	Fuerza Taylor (KIP)
K29	8	186.51	411.19	440
K30	8	175.18	386.2	440
K31	7	186.7	411.6	440
K32	7	176.5	389.11	440
K33	6	179.23	395.13	440
K34	6	176.16	388.38	440
K35	5	175.15	386.15	440
K36	5	169.87	374.51	440
K37	4	168.17	370.76	440
K38	4	172.64	380.61	440
K39	3	155.32	342.43	440
K40	3	169.22	373.06	440
K41	2	143.64	316.67	330
K42	2	153.02	337.34	440



- Fuerzas en los disipadores en dirección Y en el eje F-F:

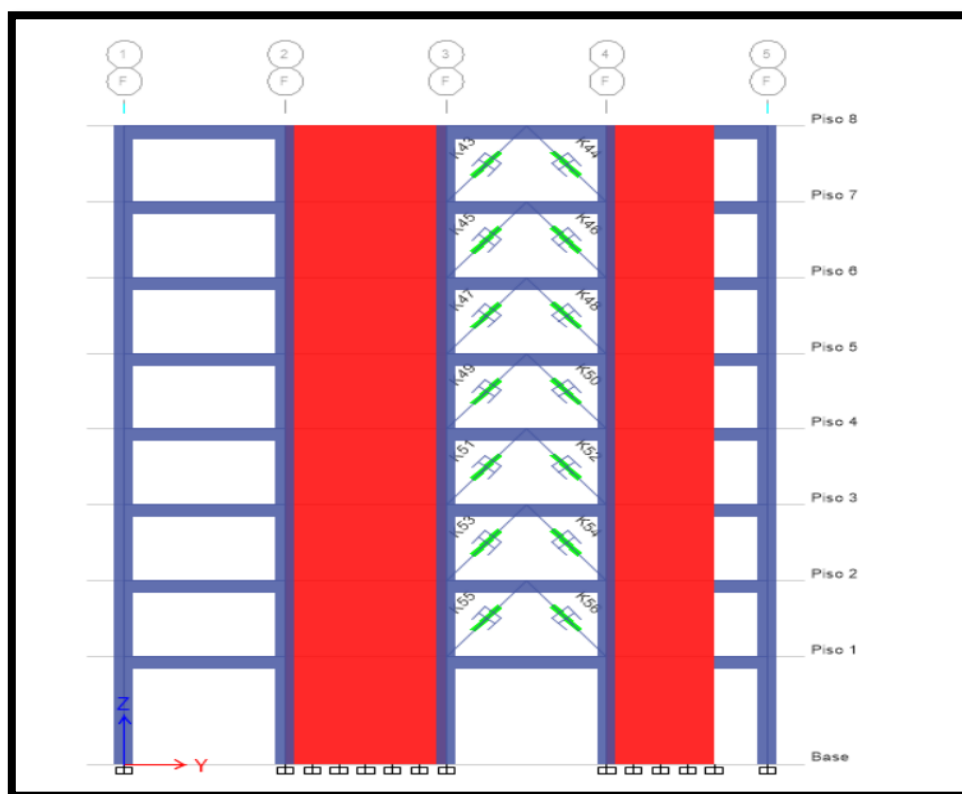


Figura 104. Dispositivos de fluido viscoso acoplados en los pórticos en el eje F-F.

Fuente: Propia.

Tabla 86. Fuerzas axiales en los disipadores de fluido viscoso eje F-F.

Disipador	Pisos	Fuerza (TON)	Fuerza (KIP)	Fuerza Taylor (KIP)
K29	8	186.51	411.19	440
K30	8	175.18	386.2	440
K31	7	186.7	411.6	440
K32	7	176.5	389.11	440
K33	6	179.23	395.13	440
K34	6	176.16	388.38	440
K35	5	175.15	386.15	440
K36	5	169.87	374.51	440
K37	4	168.17	370.76	440
K38	4	172.64	380.61	440
K39	3	155.32	342.43	440
K40	3	169.22	373.06	440
K41	2	143.64	316.67	330
K42	2	153.02	337.34	440

FORCE	SPHERICAL BEARING BORE DIA. (INCHES)	MID-STROKE LENGTH (INCHES)	STROKE (INCHES)	CLEVIS THICKNESS (INCHES)	CLEVIS WIDTH (INCHES)	CLEVIS DEPTH (INCHES)	CYLINDER DIA. (INCHES)	WEIGHT (lbs.)
55 KIP	1.50	31.00	±3	1.63	4 MAX.	3.25	4-1/2 MAX.	98
110 KIP	2.00	39.25	±4	2.13	5 MAX.	4.00	5-3/4 MAX.	215
165 KIP	2.25	40.00	±4	2.25	6 MAX.	5.10	7-1/4 MAX.	400
220 KIP	2.75	41.25	±4	2.75	7-1/2 MAX.	5.88	8-1/4 MAX.	560
330 KIP	3.00	43.50	±4	3.00	8 MAX.	6.38	9-1/2 MAX.	675
440 KIP	3.50	53.00	±5	3.50	9 MAX.	7.50	11-1/4 MAX.	1000
675 KIP	4.00	56.75	±5	4.50	11-1/4 MAX.	8.00	13-3/4 MAX.	1750
900 KIP	5.00	64.00	±5	5.50	12-3/4 MAX.	10.75	16-3/4 MAX.	2400
1450 KIP	†	†	†	†	†	†	†	†
1800 KIP	†	†	†	†	†	†	†	†

Figura 105. Catálogo de dispositivos de fluido viscoso Taylor Devices, Inc.

FORCE	"A"	"B"	"C"	"D"	PLATE THICKNESS (INCHES)
55 KIP	7.00±.12	5.00±.01	*	0.81±.01	1.50±.03
110 KIP	11.12±.12	8.00±.01	*	1.25±.01	1.50±.03
165 KIP	13.50±.12	10.00±.01	5.00±.01	1.12±.01	2.40±.03
220 KIP	16.50±.12	12.50±.01	6.25±.01	1.25±.01	3.00±.06
330 KIP	17.00±.12	13.00±.01	6.50±.01	1.375±.010	3.00±.06
440 KIP	18.00±.12	13.50±.01	6.75±.01	1.500±.010	4.00±.06
675 KIP	20.00±.12	16.00±.01	8.00±.01	1.63±.01	4.00±.06
900 KIP	†	†	†	†	†
1450 KIP	†	†	†	†	†
1800 KIP	†	†	†	†	†

**NOTE:**  
VARIOUS STROKES ARE AVAILABLE, FROM ±2 TO ±36 INCHES. FORCE CAPACITY MAY BE REDUCED FOR STROKE LONGER THAN STROKE LISTED IN TABLE. ANY STROKE CHANGE FROM THE STANDARD STROKE VERSION DEPICTED CHANGES MID-STROKE LENGTH BY FIVE INCHES PER ±1 INCH OF STROKE.

**EXAMPLE:** 220 KIP ±4 INCHES STROKE, MID-STROKE LENGTH IS 41.25 INCHES  
220 KIP ±6 INCHES STROKE,  
6-4 = 2 TIMES FIVE = 10  
41.25+10 = 51.25 INCHES MID-STROKE LENGTH

BELLOWS MAY BE REPLACED WITH A STEEL SLEEVE AS DESIRED STROKE LENGTHS INCREASE. CONSULT TAYLOR DEVICES FOR STROKE OVER ± 12 INCHES AND/OR FOR FORCE CAPACITIES FOR STROKE LONGER THAN LISTED IN TABLE.  
\* DENOTES 4-BOLT MOUNTING PATTERN  
† DENOTES CUSTOM PATTERN. CONSULT FACTORY.

Figura 106. Catálogo de dimensiones placa base Taylor Devices, Inc.

Tabla 87. Numero de dispositivos requeridos para la optimización de la estructura.

	N° de Disipadores Fuerza Taylor (KIP)				
	330	440	675	900	
EJE X-X	28	-	-	-	28
EJE Y-Y	4	24	-	-	28
	<b>Total:</b>				<b>56</b>

#### 4.9.21. Revisión de masa participativa, frecuencia y periodos de vibración en la estructura acoplada con disipadores

Tabla 88. *Masa participativa, modos y periodos de vibración en la estructura optimizada con disipadores de fluido viscoso.*

Caso	Modo	Periodo sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.645	0.0004	0.7364	0	0.0004	0.7364
Modal	2	0.577	0.7215	0.0007	0	0.7219	0.7371
Modal	3	0.412	0.0161	0.0018	0	0.738	0.7389
Modal	4	0.16	0.0001	0.1795	0	0.7381	0.9183
Modal	5	0.142	0.187	0.0001	0	0.925	0.9185
Modal	6	0.1	0.0021	0.0004	0	0.9272	0.9189
Modal	7	0.073	2.38E-05	0.0534	0	0.9272	0.9723
Modal	8	0.067	0.0495	2.82E-05	0	0.9767	0.9723
Modal	9	0.047	2.00E-04	0	0	0.9768	0.9723
Modal	10	0.045	4.46E-06	0.0184	0	0.9768	0.9907
Modal	11	0.044	0.0155	1.20E-06	0	0.9923	0.9907
Modal	12	0.033	0.0051	0.0001	0	0.9974	0.9908
Modal	13	0.033	0.0001	6.00E-03	0	0.9975	0.9968
Modal	14	0.03	0	0.0001	0	0.9975	0.997
Modal	15	0.027	0.0018	5.97E-06	0	0.9993	0.997
Modal	16	0.026	5.10E-06	0.0018	0	0.9993	0.9988
Modal	17	0.026	0	2.00E-04	0	0.9993	0.9989
Modal	18	0.024	0.00E+00	0.0001	0	0.9993	0.999
Modal	19	0.024	0.0006	7.10E-07	0	0.9998	0.999
Modal	20	0.023	0.00E+00	7.73E-07	0	0.9998	0.999
Modal	21	0.023	7.93E-07	0.0006	0	0.9998	0.9996
Modal	22	0.023	2.50E-06	1.30E-05	0	0.9998	0.9996
Modal	23	0.023	1.38E-06	4.56E-05	0	0.9998	0.9997
Modal	24	0.022	0.0001	0.00E+00	0	0.9999	0.9997

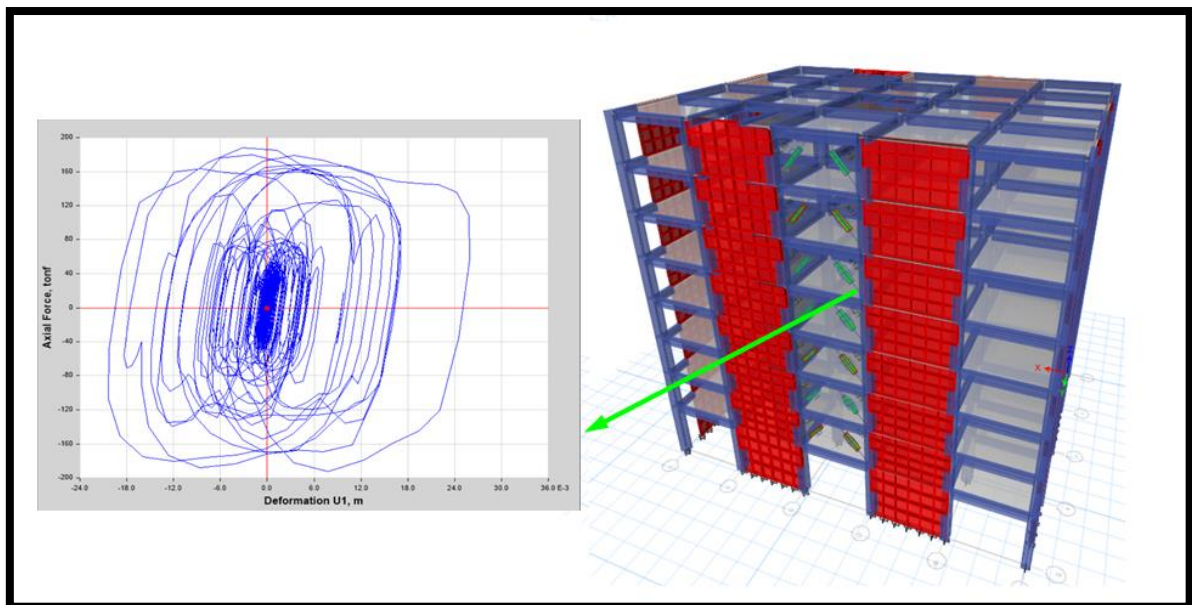
Como se mencionó se logra comprobar que los dispositivos de fluido viscoso brindan amortiguamiento a la estructura, pero no aportan rigidez por lo que no modificara la masa participativa, modos y periodos de vibración pese a ello estos valores se mantienen igual que en el análisis dinámico modal espectral.

#### 4.9.22. Máximo Stroke

Se determina el máximo desplazamiento en los dispositivos, siendo este dato necesario para la fabricación de la cámara de acumulación siliconico, para ello se extrae los resultados de la curva histeretica la cual está en relación de la fuerza axial vs deformación, siendo el dispositivo K19 la que presenta el máximo desplazamiento de 12.68 mm lo cual es un valor inferior al valor límite de 50 mm impuesto por la empresa CDV Ingeniería Antisísmica. Por lo tanto, los disipadores trabajan en buenas condiciones.

Tabla 89. *Máximo desplazamiento en el dispositivo K19.*

Máximo Stroke	
K19	0.01268 m



*Figura 107. Máximo desplazamiento en el disipador de fluido viscoso K19.*  
Fuente: Propia.

#### 4.9.23. Velocidad máxima

La velocidad máxima se determina despejando la ecuación general de los disipadores de fluido viscoso, para ello obtendremos la velocidad máxima en cada disipador dependiente de la fuerza axial que se genera.

$$V = \sqrt[0.5]{\frac{F}{C}}$$

*Tabla 90.* Máxima velocidad en los dispositivos provistos en ambas direcciones de análisis.

Velocidad máxima	
Fuerza Taylor	Fuerza
(KIP)	(TON)
Eje X-X:	
330 KIP	149.32 Ton
Eje Y-Y:	
330 KIP	149.45 Ton
440 KIP	186.70 Ton

- **Velocidades en los dispositivos del eje X:**

Para dispositivos de 330 KIP:

$$V = \sqrt[0.5]{\frac{149.32 \text{ Ton}}{338.35 \text{ Ton} \cdot \text{seg}/\text{m}}}$$

$$V = 0.195 \text{ m/seg}$$

- **Velocidades en los dispositivos del eje Y:**

Para dispositivos de 330 KIP:

$$V = \sqrt[0.5]{\frac{149.45 \text{ Ton}}{477.92 \text{ Ton} \cdot \text{seg}/\text{m}}}$$

$$V = 0.098 \text{ m/seg}$$

Para dispositivos de 440 KIP:

$$V = \sqrt[0.5]{\frac{186.70 \text{ Ton}}{477.92 \text{ Ton. seg/m}}}$$

$$V = 0.153 \text{ m/seg}$$

#### 4.9.24. Selección de dispositivos de energía

Tabla 91. *Características de los dispositivos de energía escogidos.*

Fuerza	Diámetro interior (cm)	Desplazamiento medio Longitud (cm)	Desplazamiento (pulgadas)	Espesor (cm)	Ancho (cm)	Profundidad (cm)	Cilindro (cm)	Peso (lbs)
330 KIP	7.62	110.49	± 4	7.62	20.32	16.21	24.13	675
440 KIP	8.89	134.62	± 5	8.89	22.86	19.05	28.58	1000

Tabla 92. *Características de la placa base de los dispositivos de energía escogidos.*

Fuerza	"A" (cm)	"B" (cm)	"C" (cm)	"D" (cm)	Espesor de la placa (cm)
330 KIP	43.18	33.02	16.51	3.49	7.62
440 KIP	45.72	34.29	17.15	3.81	10.16

A continuación, se muestra detalladamente de los dispositivos de energía seleccionados:

- Para dispositivo de 330 KIP:

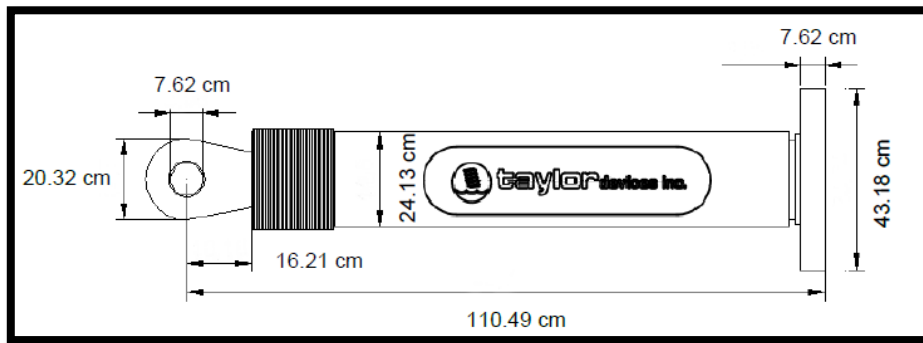


Figura 108. Dimensiones del dispositivo de energía de 330 KIP.

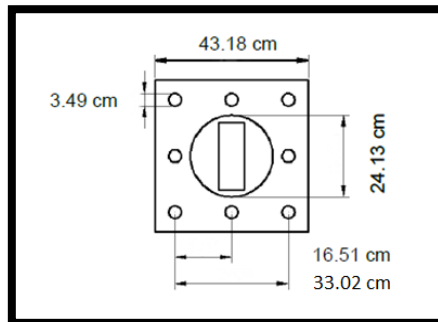


Figura 109. Dimensiones de la placa base del dispositivo de energía de 330 KIP.

- Para dispositivo de 440 KIP:

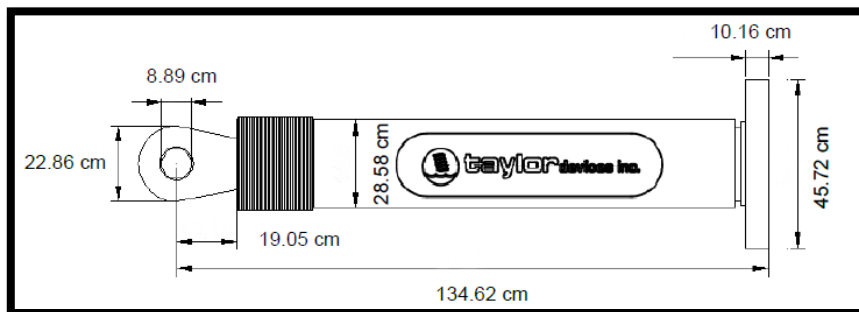


Figura 110. Dimensiones del dispositivo de energía de 440 KIP.

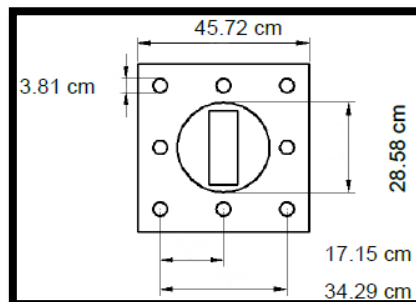


Figura 111. Dimensiones de la placa base del dispositivo de energía de 440 KIP.

#### 4.10. Diseño de los elementos de acero acoplados en los pórticos

Se procede a diseñar los elementos de acero para ello se toma en consideración la recomendación por el ASCE 7-10 lo cual indicó que el diseño debe ser evaluado en un sismo máximo esperado es decir que el sismo de diseño severo Caso 2 – Lima 1996 deberá ser amplificado en un 50% más.

##### 4.10.1. Diseño de los brazos metálicos

Es necesario extraer las fuerzas axiales por compresión y tracción a la que se encuentra sometido los brazos metálicos en un sismo máximo esperado con la finalidad de verificar si el perfil utilizado fue el adecuado, asegurando así que no se presenten fallas en las uniones de los brazos metálicos ocasionados por pandeo evitando la posibilidad de dejar desprotegida a la estructura en caso de una falla.

Tabla 93. *Características de la sección del perfil HSS.*

<b>Características redondas HSS 20.00 x 0.375</b>			
Área (in <sup>2</sup> )	r (in)	E (ksi)	Fy (ksi)
21.5	6.95	29000	42

Fuente: “Steel Construction Manual”, American Institute of Steel Construction, 2005, p. 1-94.

Tabla 94. *Fuerzas axiales en los disipadores de fluido viscoso eje 1-1 evaluado ante un sismo máximo esperado.*

Disipador	Nivel	Fuerza (TON)	Fuerza (KIP)
K1	8	172.75	380.86
K2	8	172.22	379.68
K3	7	175.84	387.66
K4	7	174.09	383.80
K5	6	174.23	384.11
K6	6	169.73	374.19
K7	5	169.83	374.41
K8	5	161.14	355.26
K9	4	165.04	363.85
K10	4	151.72	334.48
K11	3	158.49	349.40
K12	3	140.65	310.07
K13	2	139.03	306.51
K14	2	124.74	275.02



Tabla 95. *Fuerzas axiales en los disipadores de fluido viscoso eje 5-5 evaluado ante un sismo máximo esperado.*

<b>Disipador</b>	<b>Nivel</b>	<b>Fuerza (TON)</b>	<b>Fuerza (KIP)</b>
K15	8	185.56	409.09
K16	8	188.12	414.74
K17	7	186.75	411.72
K18	7	187.12	412.53
K19	6	183.48	404.51
K20	6	182.75	402.9
K21	5	179.87	396.56
K22	5	179.63	396.03
K23	4	178.6	393.74
K24	4	172.08	379.37
K25	3	170.83	376.61
K26	3	156.24	344.45
K27	2	148.83	328.11
K28	2	138.85	306.12

Tabla 96. *Fuerzas axiales en los disipadores de fluido viscoso eje A-A evaluado ante un sismo máximo esperado.*

<b>Disipador</b>	<b>Nivel</b>	<b>Fuerza (TON)</b>	<b>Fuerza (KIP)</b>
K29	8	245.4	541.02
K30	8	219.3	483.48
K31	7	244.81	539.71
K32	7	223.44	492.61
K33	6	234.78	517.61
K34	6	221.21	487.69
K35	5	226.19	498.66
K36	5	218.56	481.83
K37	4	216.83	478.03
K38	4	221.47	488.25
K39	3	198.58	437.79
K40	3	215.23	474.51
K41	2	185.72	409.45
K42	2	192.79	425.03

Tabla 97. *Fuerzas axiales en los disipadores de fluido viscoso eje F-F evaluado ante un sismo máximo esperado.*

Disipador	Nivel	Fuerza (TON)	Fuerza (KIP)
K43	8	233.71	515.24
K44	8	201.71	444.69
K45	7	234.93	517.95
K46	7	204.97	451.88
K47	6	227.44	501.42
K48	6	206.15	454.49
K49	5	217.13	478.68
K50	5	204.94	451.82
K51	4	205.59	453.25
K52	4	197.54	435.51
K53	3	200.62	442.3
K54	3	185.3	408.53
K55	2	185.86	409.75
K56	2	168.29	371.01

- **Carga de Euler o carga crítica de pandeo:**

Si la carga de la fuerza axial se encuentra cerca o por encima de la carga de Euler esta falla por pandeo.

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

**Donde:**

E: Modulo de elasticidad del material.

I: Momento de inercia de la sección en la dirección analizada.

L: Longitud del brazo metálico.

Esta expresión se puede adaptar en relación del esfuerzo y además  $I$  será reemplazado por  $Ar^2$ :

$$F_e = \frac{P_c}{A} = \frac{\pi^2 EI}{L^2 A} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2}$$

Esta última ecuación resulta ser válida para columnas con apoyos articulados en sus extremos, es decir que para columnas con distintos apoyos la Carga de Euler se adaptará con respecto a la longitud de la columna por un factor “k” que está en dependencia de las condiciones de apoyo ya que se tendrá un giro y desplazamiento distinto, teniendo así la siguiente expresión:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}$$

Siendo:

$kL$  = Longitud efectiva o longitud de pandeo











Valores aproximados del factor de longitud efectiva, $K$ .						
Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
Valor $K$ teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo		<i>Rotación y traslación impedidas</i>				
		<i>Rotación libre y traslación impedida</i>				
		<i>Rotación impedida y traslación libre</i>				
		<i>Rotación y traslación libres</i>				

Figura 112. Restricciones en los apoyos extremos y longitud efectiva de la columna.

Fuente: "Diseño de estructuras de acero", J. McCormac y S. Csernak, 2012, p. 143.

Los brazos metálicos no podrán trasladarse ni rotar por tanto se opta por un  $K = 0.65$  siendo un valor recomendado.

Siendo de factor:

$\phi = 0.85$  (Para elementos en compresión para pandeo por flexión)

- Disposición del Chevron Brace Mejorado en X:

Tabla 98. *Máxima fuerza axial en el dispositivo K16 evaluado ante un sismo máximo esperado.*

Máxima fuerza axial		
Sismo máximo esperado		
Disipador	Fuerza (TON)	Fuerza (KIP)
K16	188.12 Ton	414.74 Ton

$$L_{brazo} = L_{Total} - L_{disipador}$$

$$L_{brazo} = 4.61 \text{ m} - 1.105 \text{ m}$$

$$L_{brazo} = 3.505 \text{ m} \approx 137.987 \text{ in}$$

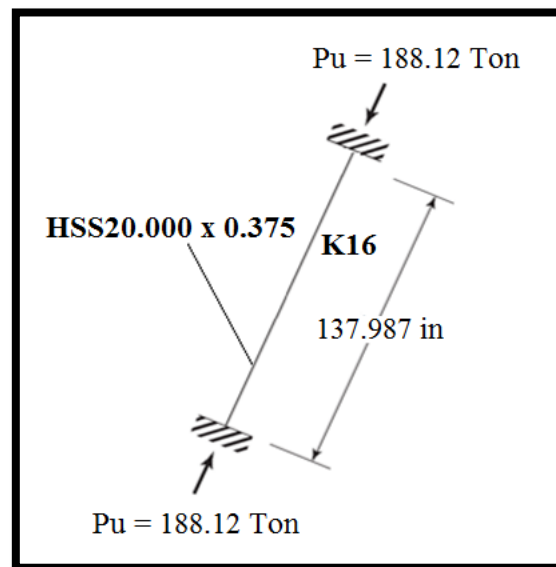


Figura 113. Brazo metálico del dispositivo K16.  
Fuente: Propia.

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 29000}{\left(\frac{0.65 \times 137.987}{6.95}\right)^2} = 1718.56 \text{ KSI}$$

**Si:**

$$\lambda_c \leq 1.5, F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$\lambda_c > 1.5, F_{cr} = \left( \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y$$

**Siendo:**

$$\lambda_c = \frac{kL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

Verificación de condición:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{42}{1,718.56}} = 0.15633 \leq 1.5 \text{ (OK)}$$

Por lo tanto, se aplica la siguiente expresión:

$$F_{cr} = \left( 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y$$

$$F_{cr} = \left( 0.658^{\frac{42}{1,718.56}} \right) \times 42$$

$$F_{cr} = 41.57 \text{ KSI}$$

La resistencia nominal es:

$$\phi P_n = \phi \times F_{cr} \times A_g$$

$$\phi P_n = 0.85 \times 41.57 \times 21.5 = 759.74 \text{ KIPS} \approx 344.61 \text{ Ton}$$

La resistencia del perfil en su totalidad de trabajo en fluencia es:

$$\phi T_n = \phi \times F_y \times A_g$$

$$\phi T_n = 0.85 \times 42 \times 21.5 = 767.55 \text{ KIPS} \approx 348.15 \text{ Ton}$$

$$\phi P_n > P_{u \max}$$

$$344.61 \text{ Ton} > 188.12 \text{ Ton (OK)}$$

$$\phi T_n > P_{u \max}$$

$$348.15 \text{ Ton} > 188.12 \text{ Ton (OK)}$$

- Disposición del Chevron Brace Mejorado en Y:

Tabla 99. Máxima Fuerza axial en el dispositivo K29 evaluado ante un sismo máximo esperado.

Máxima fuerza axial		
Sismo máximo esperado		
Disipador	Fuerza (TON)	Fuerza (KIP)
K29	245.40 Ton	541.02 Ton

$$L_{brazo} = L_{Total} - L_{disipador}$$

$$L_{brazo} = 4.61 \text{ m} - 1.346 \text{ m}$$

$$L_{brazo} = 3.264 \text{ m} \approx 128.487 \text{ in}$$

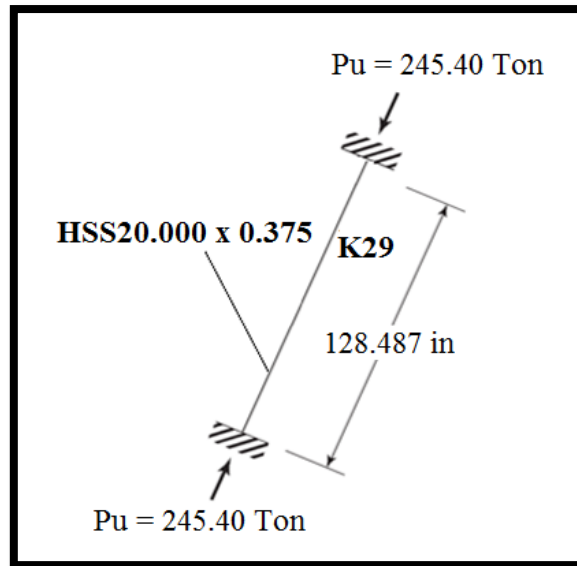


Figura 114. Brazo metálico del dispositivo K29.  
Fuente: Propia.

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 29000}{\left(\frac{0.65 \times 128.487}{6.95}\right)^2} = 1982.08 \text{ KSI}$$

**Si:**

$$\lambda_c \leq 1.5, F_{cr} = \left(0.658^{\lambda_c^2}\right) F_y$$

$$\lambda_c > 1.5, F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right) F_y$$

**Siendo:**

$$\lambda_c = \frac{kL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

Verificación de condición:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{42}{1,982.08}} = 0.14557 \leq 1.5 \text{ (OK)}$$

Por lo tanto, se aplica la siguiente expresión:

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{42}{1,982.08}}\right) \times 42$$

$$F_{cr} = 41.63 \text{ KSI}$$

La resistencia nominal es:

$$\phi P_n = \phi \times F_{cr} \times A_g$$

$$\phi P_n = 0.85 \times 41.63 \times 21.5 = 760.77 \text{ KIPS} \approx 345.08 \text{ Ton}$$

La resistencia del perfil en su totalidad de trabajo en fluencia es:

$$\phi T_n = \phi \times F_y \times A_g$$

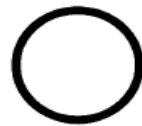
$$\phi T_n = 0.85 \times 42 \times 21.5 = 767.55 \text{ KIPS} \approx 348.15 \text{ Ton}$$

$$\phi P_n > P_{u \max}$$

$$345.08 \text{ Ton} > 245.40 \text{ Ton (OK)}$$

$$\phi T_n > P_{u \max}$$

$$348.15 \text{ Ton} > 245.40 \text{ Ton (OK)}$$



HSS20.000-  
HSS10.000

**Table 1-13**  
**Round HSS**  
**Dimensions and Properties**

Shape	Design Wall Thick- ness, $t$	Nom- inal Wt.	Area, $A$	$D/t$	$I$	$S$	$r$	$Z$	Torsion	
									$J$	$C$
									$\text{in.}^4$	$\text{in.}^3$
HSS20.000×0.500	0.465	104.00	28.5	43.0	1360	136	6.91	177	2720	272
×0.375 <sup>†</sup>	0.349	78.67	21.5	57.3	1040	104	6.95	135	2080	208
HSS18.000×0.500	0.465	93.54	25.6	38.7	985	109	6.20	143	1970	219
×0.375 <sup>†</sup>	0.349	70.66	19.4	51.6	754	83.8	6.24	109	1510	168
HSS16.000×0.625	0.581	103.00	28.1	27.5	838	105	5.46	138	1680	209
×0.500	0.465	82.85	22.7	34.4	685	85.7	5.49	112	1370	171
×0.438	0.407	72.87	19.9	39.3	606	75.8	5.51	99.0	1210	152
×0.375	0.349	62.64	17.2	45.8	526	65.7	5.53	85.5	1050	131
×0.312 <sup>†</sup>	0.291	52.32	14.4	55.0	443	55.4	5.55	71.8	886	111
×0.250 <sup>†</sup>	0.233	42.09	11.5	68.7	359	44.8	5.58	57.9	717	89.7
HSS14.000×0.625	0.581	89.36	24.5	24.1	552	78.9	4.75	105	1100	158
×0.500	0.465	72.16	19.8	30.1	453	64.8	4.79	85.2	907	130
×0.375	0.349	54.62	15.0	40.1	349	49.8	4.83	65.1	698	100
×0.312	0.291	45.65	12.5	48.1	295	42.1	4.85	54.7	589	84.2
×0.250 <sup>†</sup>	0.233	36.75	10.1	60.1	239	34.1	4.87	44.2	478	68.2
HSS12.750×0.500	0.465	65.48	17.9	27.4	339	53.2	4.35	70.2	678	106
×0.375	0.349	49.61	13.6	36.5	262	41.0	4.39	53.7	523	82.1
×0.250 <sup>†</sup>	0.233	33.41	9.16	54.7	180	28.2	4.43	36.5	359	56.3
HSS10.750×0.500	0.465	54.79	15.0	23.1	199	37.0	3.64	49.2	398	74.1
×0.375	0.349	41.59	11.4	30.8	154	28.7	3.68	37.8	309	57.4
×0.250	0.233	28.06	7.70	46.1	106	19.8	3.72	25.8	213	39.6
HSS10.000×0.625	0.581	62.64	17.2	17.2	191	38.3	3.34	51.6	383	76.6
×0.500	0.465	50.78	13.9	21.5	159	31.7	3.38	42.3	317	63.5
×0.375	0.349	38.58	10.6	28.7	123	24.7	3.41	32.5	247	49.3
×0.312	0.291	32.31	8.88	34.4	105	20.9	3.43	27.4	209	41.9
×0.250	0.233	26.06	7.15	42.9	85.3	17.1	3.45	22.2	171	34.1
×0.188 <sup>†</sup>	0.174	19.72	5.37	57.5	64.8	13.0	3.47	16.8	130	25.9

<sup>†</sup> Shape exceeds compact limit for flexure with  $F_y = 42$  ksi.

*Figura 115. Dimensiones y propiedades del perfil HSS.*

Fuente: "Steel Construction Manual", American Institute of Steel Construction, 2005, p. 1-94



#### 4.10.2. Diseño de viga de acero

Debido a que la disposición Chevron Brace sobreesfuerzan la zona central de la viga de concreto armado, se adicionara una viga de acero que formara parte del sistema de protección sísmica, para ello se selecciona el pórtico más desfavorable a causa de la diferencia de fuerzas axiales producidas por la absorción de energía de los disipadores.

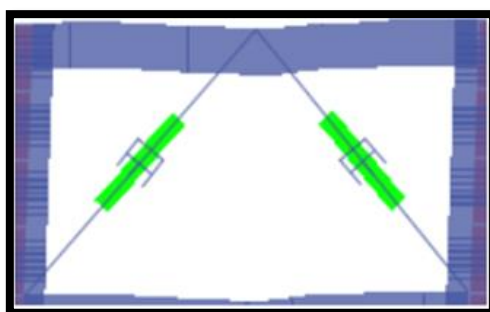


Figura 116. Desplazamiento del pórtico y los disipadores ante la excitación sísmica.

Fuente: Propia.

- Disposición de la viga de acero para el eje X:

Tabla 100. Diferencia de la fuerza axial máxima producida en los disipadores del eje X frente un sismo máximo esperado.

DISIPADOR	NIVEL	FUERZA (TON)	$\Delta$ (TON)
K11	3	158.49	17.84
K12		140.65	

La descomposicion de fuerzas axiales generadas en el disipador de muestra a continuacion:

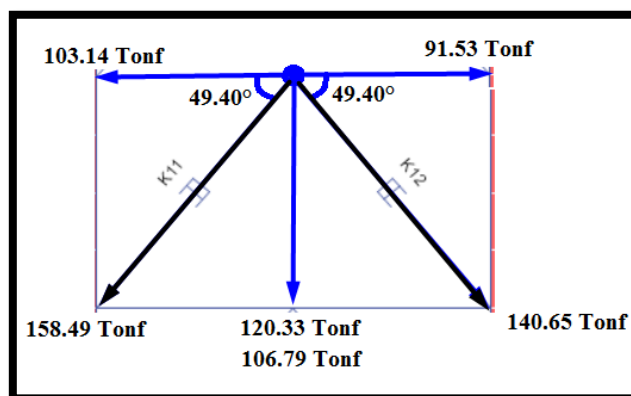


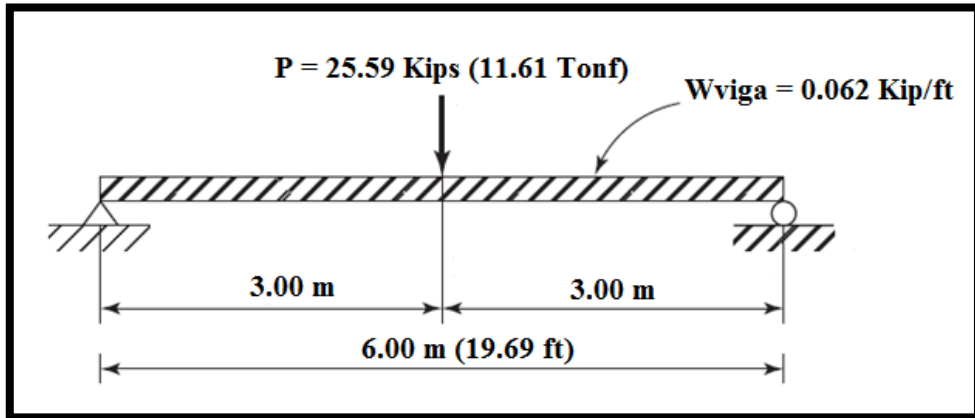
Figura 117. Diagrama de cuerpo libre de las fuerzas generadas en los dispositivos K11 y K12 del eje X.

Fuente: Propia.

Una vez finalizado el diagrama de cuerpo libre de las fuerzas axiales generadas en los disipadores K11 y K12 es posible calcular la carga concentrada:

$$P = 103.14 - 91.53 = 11.61 \text{ Tonf}$$

Posteriormente la viga tendrá que ser diseñada para poder resistir la carga concentrada de 11.61 Tonf, así como también su propio peso de una estimación de 0.062 Kip/ft siendo evaluada como una viga simplemente apoyada, tal cual como se muestra en la siguiente imagen:



*Figura 118.* Sección de viga de acero del eje X sometida a carga distribuida uniformemente y concentrada.

Fuente: Propia.

Amplificación de las cargas de diseño:

$$W_u = 1.4 \times W_{\text{viga}} = 1.4 \times 0.062 = 0.0868 \text{ Kip/ft}$$

$$P_u = 1.4 \times P = 1.4 \times 25.59 = 35.83 \text{ Kips}$$

Cálculo del cortante y momento ultimo:

$$V_{u \text{ máx}} = \frac{P_u}{2} + \frac{W_u L}{2}$$

$$V_{u \text{ máx}} = \frac{35.83}{2} + \frac{0.0868 \times 19.69}{2}$$

$$V_{u \text{ máx}} = 18.77 \text{ Kips}$$

$$M_{u \text{ máx}} = \frac{P_u L}{4} + \frac{W_u L^2}{8}$$

$$M_{u \text{ máx}} = \frac{35.83 \times 19.69}{4} + \frac{0.0868 \times 19.69^2}{8}$$

$$M_{u \text{ máx}} = 180.54 \text{ Kip. ft}$$

Sección prueba:

Se inicia tomando una sección compacta es decir un perfil lo suficientemente robusta, siendo capaz de desarrollar una distribución de esfuerzos totalmente plástica antes de pandearse, donde  $L_b \leq L_p$ , de manera que se cumple lo siguiente:

$$\phi M_{nx} = \phi M_{px} = \phi F_y Z_x \geq M_u$$

$$Z_{x_{req}} = \frac{M_u}{\phi F_y}$$

$$Z_{x_{req}} = \frac{180.54 \times 12}{0.90 \times 50} = 48.14 \text{ in}^3$$

Teniendo el valor  $Z_{x_{req}}$  se procede ingresar a las tablas del AISC Steel Construction Manual 13th, donde se opta por un perfil W16 x 40 de un  $Z_x = 73.00 \text{ in}^3$  mayor al requerido por cuestión de seguridad.

**Table 3-2 (continued)**

**W Shapes**

**Selection by  $Z_x$**

$Z_x$

$F_y = 50 \text{ ksi}$

Shape	$Z_x$ in. <sup>3</sup>	$M_{px}/\Omega_b$	$\phi_b M_{px}$	$M_{rx}/\Omega_b$	$\phi_b M_{rx}$	BF		$L_p$ ft	$L_r$ ft	$I_x$ in. <sup>4</sup>	$V_{nx}/\Omega_v$	$\phi_v V_{nx}$
		kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kips	kips				kips	kips
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD				ASD	LRFD
W21×55	126	314	473	192	289	10.8	16.3	6.11	17.4	1140	156	234
W14×74	126	314	473	196	294	5.34	8.03	8.76	31.0	795	128	191
W18×60	123	307	461	189	284	9.64	14.5	5.93	18.2	984	151	227
W12×79	119	297	446	187	281	3.77	5.67	10.8	39.9	662	116	175
W14×68	115	287	431	180	270	5.20	7.81	8.69	29.3	722	117	175
W10×88	113	282	424	172	259	2.63	3.95	9.29	51.1	534	131	197
W18×55	112	279	420	172	258	9.26	13.9	5.90	17.5	890	141	212
W21×50	110	274	413	165	248	12.2	18.3	4.59	13.6	984	158	237
W12×72	108	269	405	170	256	3.72	5.59	10.7	37.4	597	105	158
W21×48 <sup>f</sup>	107	265	398	162	244	9.78	14.7	6.09	16.6	959	144	217
W16×57	105	262	394	161	242	7.98	12.0	5.65	18.3	758	141	212
W14×61	102	254	383	161	242	4.96	7.46	8.65	27.5	640	104	156
W18×50	101	252	379	155	233	8.69	13.1	5.83	17.0	800	128	192
W10×77	97.6	244	366	150	225	2.59	3.90	9.18	45.2	455	112	169
W12×65 <sup>f</sup>	96.8	237	356	154	231	3.60	5.41	11.9	35.1	533	94.5	142
W21×44	95.4	238	358	143	214	11.2	16.8	4.45	13.0	843	145	217
W16×50	92.0	230	345	141	213	7.59	11.4	5.62	17.2	659	124	185
W18×46	90.7	226	340	138	207	9.71	14.6	4.56	13.7	712	130	195
W14×53	87.1	217	327	136	204	5.27	7.93	6.78	22.2	541	103	155
W12×58	86.4	216	324	136	205	3.76	5.66	8.87	29.9	475	87.8	132
W10×68	85.3	213	320	132	199	2.57	3.86	9.15	40.6	394	97.8	147
W16×45	82.3	205	309	127	191	7.16	10.8	5.55	16.5	586	111	167
W18×40	78.4	196	294	119	180	8.86	13.3	4.49	13.1	612	113	169
W14×48	78.4	196	294	123	184	5.10	7.66	6.75	21.1	484	93.8	141
W12×53	77.9	194	292	123	185	3.65	5.48	8.76	28.2	425	83.2	125
W10×60	74.6	186	280	116	175	2.53	3.80	9.08	36.6	341	85.8	129
W16×40	73.0	182	274	113	170	6.69	10.1	5.55	15.9	518	97.7	146
W12×50	71.9	179	270	112	169	3.97	5.97	6.92	23.9	391	90.2	135

Figura 119. Selección de la sección para la viga de diseño del eje X.  
Fuente: "Steel Construction Manual", American Institute of Steel Construction, 2005, p. 3-17.

Se extrae de la tabla también los valores de  $\phi M_p$ ,  $\phi M_r$ ,  $L_p$ ,  $L_r$  correspondientes al perfil escogido, con la cual se diagramo la curva de momentos nominales o momentos de pandeo de una viga sin soporte lateral con variaciones de longitudes.

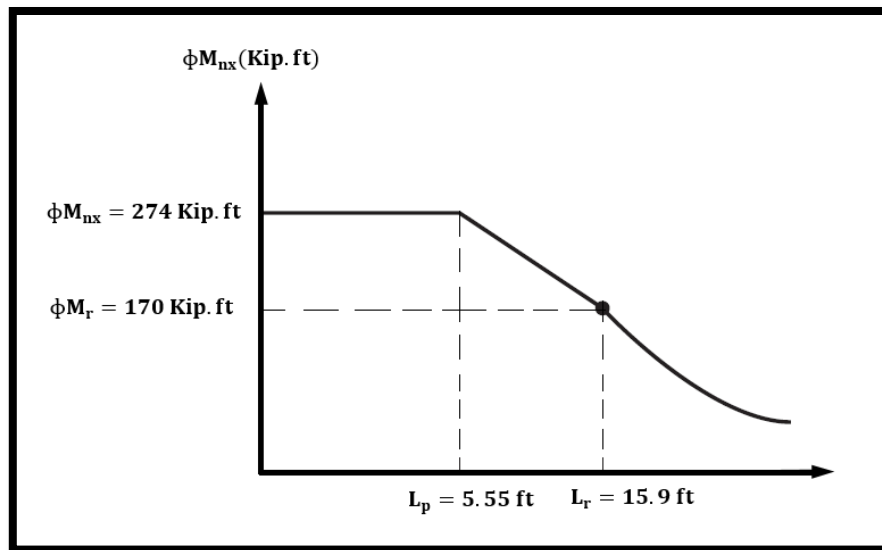


Figura 120. Curva de resistencia básica para la viga de sección W16x40.  
Fuente: Propia.

Se sabe que la viga se encuentra simplemente apoyada sin ningún soporte lateral, siendo  $L_b$  la longitud de viga sin soporte lateral de valor 19.69 ft, donde se cumple que:

$$L_b > L_r$$

Siendo así la viga incursiona en la zona 3 de pandeo elástico, se procede a calcular el momento resistente de la viga para impedir dicha falla.

Cálculo del factor de modificación de pandeo torsional lateral ( $C_b$ ):

$$C_b = \frac{12.5 M_{\text{máx}}}{2.5 M_{\text{máx}} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 3$$

Donde  $M_{\text{máx}}$  es el momento más grande en un segmento no soportado de una viga, mientras que  $M_A$ ,  $M_B$  y  $M_C$  son los momentos a un  $\frac{1}{4}$ ,  $\frac{1}{2}$  y  $\frac{3}{4}$  de la longitud de viga sin soporte lateral.

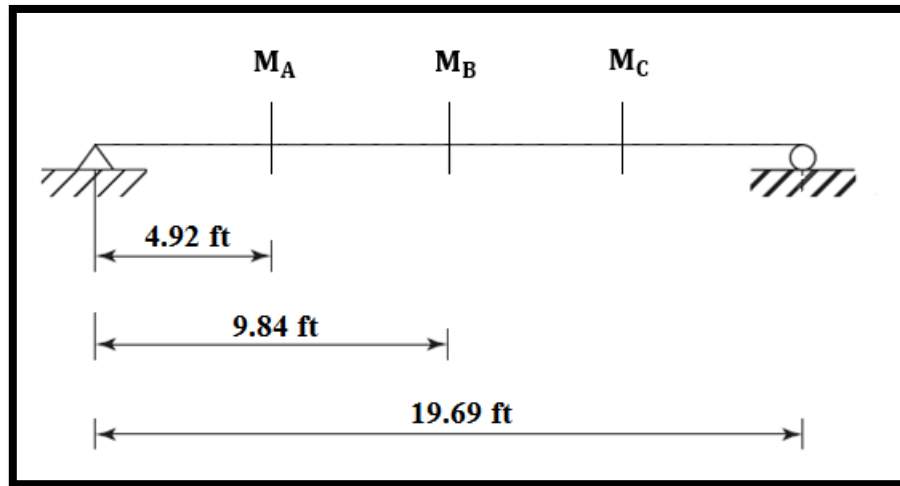


Figura 121. Posición de los momentos en la viga de acero del eje X.  
Fuente: Propia.

$$M_A = M_C = \frac{P_u X}{2} + \frac{3W_u L^2}{32}$$

$$M_A = M_C = \frac{35.83 \times 4.92}{2} + \frac{3 \times 0.0868 \times 19.69^2}{32}$$

$$M_A = M_C = 91.32 \text{ Kip.ft}$$

$$M_B = M_{\text{máx}} = 180.54 \text{ Kip.ft}$$

Una vez conocido los valores de lo momentos se calcula el valor de  $C_b$ :

$$C_b = \frac{12.5 M_{\text{máx}}}{2.5 M_{\text{máx}} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3$$

$$C_b = \frac{12.5 \times 180.54}{2.5 \times 180.54 + 3 \times 91.32 + 4 \times 180.54 + 3 \times 91.32} \leq 3$$

$$C_b = 1.31 \leq 3 \text{ (OK)}$$

Cálculo del esfuerzo de pandeo:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

Para su aplicación de la ecuación es necesario conocer los valores de  $S_x$ ,  $r_{ts}$ ,  $h_0$ ,  $J_c$  para lo se continua con el mismo perfil seleccionado en la sección de prueba, dichos valores se extraen de la siguiente tabla:

Table 1-1 (continued)  
W Shapes  
Properties

Nom- inal Wt.	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				$r_{ts}$	$h_o$	Torsional Properties	
													$J$	$C_w$
	lb/ft	$b_f$ 2 $t_f$	$h$ $t_w$	$I$ in. <sup>4</sup>	$S$ in. <sup>3</sup>	$r$ in.	$Z$ in. <sup>3</sup>	$I$ in. <sup>4</sup>	$S$ in. <sup>3</sup>	$r$ in.	$Z$ in. <sup>3</sup>	in.	in.	$J$ in. <sup>4</sup>
100	5.29	24.3	1490	175	7.10	198	186	35.7	2.51	54.9	2.92	16.0	7.73	11900
89	5.92	27.0	1300	155	7.05	175	163	31.4	2.49	48.1	2.88	15.9	5.45	10200
77	6.77	31.2	1110	134	7.00	150	138	26.9	2.47	41.1	2.85	15.8	3.57	8590
67	7.70	35.9	954	117	6.96	130	119	23.2	2.46	35.5	2.82	15.7	2.39	7300
57	4.98	33.0	758	92.2	6.72	105	43.1	12.1	1.60	18.9	1.92	15.7	2.22	2660
50	5.61	37.4	659	81.0	6.68	92.0	37.2	10.5	1.59	16.3	1.89	15.6	1.52	2270
45	6.23	41.1	586	72.7	6.65	82.3	32.8	9.34	1.57	14.5	1.88	15.6	1.11	1990
40	6.93	46.5	518	64.7	6.63	73.0	28.9	8.25	1.57	12.7	1.86	15.5	0.794	1730
36	8.12	48.1	448	56.5	6.51	64.0	24.5	7.00	1.52	10.8	1.83	15.4	0.545	1460
31	6.28	51.6	375	47.2	6.41	54.0	12.4	4.49	1.17	7.03	1.42	15.4	0.461	739
26	7.97	56.8	301	38.4	6.26	44.2	9.59	3.49	1.12	5.48	1.38	15.3	0.262	565
730	1.82	3.71	14300	1280	8.17	1660	4720	527	4.69	816	5.68	17.5	1450	362000
665	1.95	4.03	12400	1150	7.98	1480	4170	472	4.62	730	5.57	17.1	1120	305000
605	2.09	4.39	10800	1040	7.80	1320	3680	423	4.55	652	5.46	16.8	869	258000
550	2.25	4.79	9430	931	7.63	1180	3250	378	4.49	583	5.36	16.4	669	219000
500	2.43	5.21	8210	838	7.48	1050	2880	339	4.43	522	5.26	16.1	514	187000
455	2.62	5.66	7190	756	7.33	936	2560	304	4.38	468	5.17	15.8	395	160000
426	2.75	6.08	6600	706	7.26	869	2360	283	4.34	434	5.11	15.6	331	144000
398	2.92	6.44	6000	656	7.16	801	2170	262	4.31	402	5.06	15.4	273	129000
370	3.10	6.89	5440	607	7.07	736	1990	241	4.27	370	5.00	15.3	222	116000
342	3.31	7.41	4900	558	6.98	672	1810	221	4.24	338	4.94	15.1	178	103000
311	3.59	8.09	4330	506	6.88	603	1610	199	4.20	304	4.87	14.9	136	89100
283	3.89	8.84	3840	459	6.79	542	1440	179	4.17	274	4.81	14.7	104	77700
257	4.23	9.71	3400	415	6.71	487	1290	161	4.13	246	4.75	14.5	79.1	67800
233	4.62	10.7	3010	375	6.63	436	1150	145	4.10	221	4.69	14.3	59.5	59000
211	5.06	11.6	2660	338	6.55	390	1030	130	4.07	198	4.64	14.2	44.6	51500
193	5.45	12.8	2400	310	6.50	355	931	119	4.05	180	4.59	14.0	34.8	45900
176	5.97	13.7	2140	281	6.43	320	838	107	4.02	163	4.55	13.9	26.5	40500
159	6.54	15.3	1900	254	6.38	287	748	96.2	4.00	146	4.51	13.8	19.7	35600
145	7.11	16.8	1710	232	6.33	260	677	87.3	3.98	133	4.47	13.7	15.2	31700

Figura 122. Propiedades de la viga de sección W16 x 40.  
Fuente: "Steel Construction Manual", American Institute of Steel Construction, 2005, p. 1-21.

$$F_{cr} = \frac{1.31 \times \pi^2 \times 29000}{\left(\frac{19.69 \times 12}{1.86}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{0.794}{64.7 \times 15.5} \left(\frac{19.69 \times 12}{1.86}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 32.87 \text{ Kip/in}^2$$

Cálculo del momento resistente de la viga:

$$\phi M_{nx} = C_b [\phi F_{cr} S_x] \leq C_b [\phi F_y Z_x]$$

$$\phi M_{nx} = 1.31 \times \left[ \frac{0.90 \times 32.87 \times 64.7}{12} \right] \leq 1.31 \times \left[ \frac{0.90 \times 42 \times 73}{12} \right]$$

$$\phi M_{nx} = 209.09 \text{ Kip. ft} \leq 358.88 \text{ Kip. ft (OK)}$$

Verificación del momento máximo actuante con respecto al momento resistente:

$$\phi M_{nx} \geq M_{mu}$$

$$209.09 \text{ Kip. ft} \geq 180.54 \text{ Kip. ft (OK)}$$

Verificación de la cortante máxima actuante con respecto a la cortante resistente:

$$\phi V_{nx} \geq V_{m\acute{a}x}$$

$$146.00 \text{ Kips} \geq 18.77 \text{ Kips (OK)}$$

Seguidamente se tomará las dimensiones de la sección metálica W16 x 40 de la siguiente tabla mostrada:

Table 1-1 (continued)  
**W Shapes**  
**Dimensions**

Shape	Area, A	Depth, d	Web				Flange				Distance				
			Thickness, t <sub>w</sub>	t <sub>w</sub> 2	Width, b <sub>f</sub>	Thickness, t <sub>f</sub>	k		k <sub>1</sub>	T	Work- able Gage				
							k <sub>des</sub>	k <sub>det</sub>							
	in. <sup>2</sup>	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.		
W16×100	29.5	17.0	17	0.585	9/16	5/16	10.4	10 3/8	0.985	1	1.39	1 7/8	1 1/8	13 1/4	5 1/2
×89	26.2	16.8	16 3/4	0.525	1/2	1/4	10.4	10 3/8	0.875	7/8	1.28	1 3/4	1 1/16	↓	↓
×77	22.6	16.5	16 1/2	0.455	7/16	1/4	10.3	10 1/4	0.760	3/4	1.16	1 5/8	1 1/16	↓	↓
×67 <sup>c</sup>	19.7	16.3	16 3/8	0.395	3/8	3/16	10.2	10 1/4	0.665	11/16	1.07	1 9/16	1	↓	↓
W16×57	16.8	16.4	16 3/8	0.430	7/16	1/4	7.12	7 1/8	0.715	11/16	1.12	1 3/8	7/8	13 5/8	3 1/2 <sup>g</sup>
×50 <sup>c</sup>	14.7	16.3	16 1/4	0.380	3/8	3/16	7.07	7 1/8	0.630	5/8	1.03	1 5/16	13/16	↓	↓
×45 <sup>c</sup>	13.3	16.1	16 1/8	0.345	3/8	3/16	7.04	7	0.565	9/16	0.967	1 1/4	13/16	↓	↓
×40 <sup>c</sup>	11.8	16.0	16	0.305	5/16	3/16	7.00	7	0.505	1/2	0.907	1 3/16	13/16	↓	↓
×36 <sup>c</sup>	10.6	15.9	15 7/8	0.295	5/16	3/16	6.99	7	0.430	1/2	0.832	1 1/8	3/4	↓	↓

Figura 123. Dimensiones de la viga de sección W16 x 40.

Fuente: "Steel Construction Manual", American Institute of Steel Construction, 2005, p. 1-20.

Tabla 101. Medidas de la sección de la viga W16 x 40.

Sección	Área (in <sup>2</sup> )	Unid	Profundidad (d)	Espesor del nervio (tw)	Alas Ancho (bf)	Espesor (tf)	Peso nominal (lb/ft)
W 16 X 40	11.80	in cm	16.000 40.640	0.305 0.775	7.000 17.780	0.505 1.283	40

Por último, se muestra la disposición final de la sección W16 x 40 siendo esta capaz de resistir los momentos y cortantes actuantes.

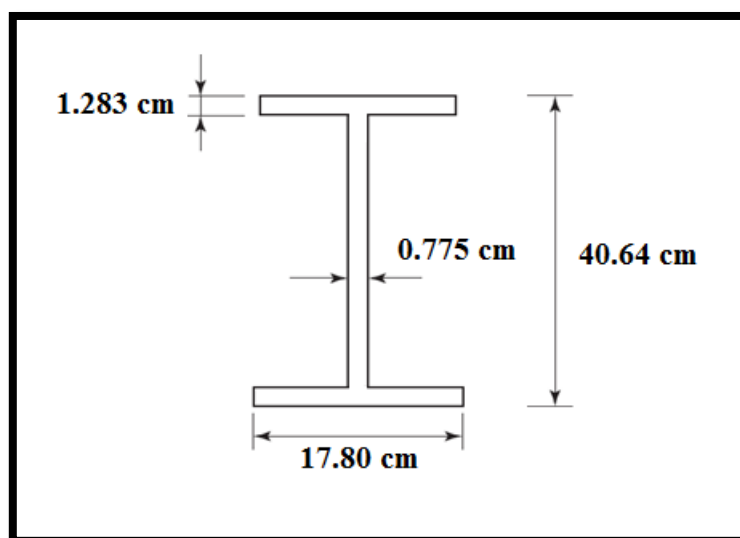


Figura 124. Disposición final del perfil de la viga W16 x 40.  
Fuente: Propia.

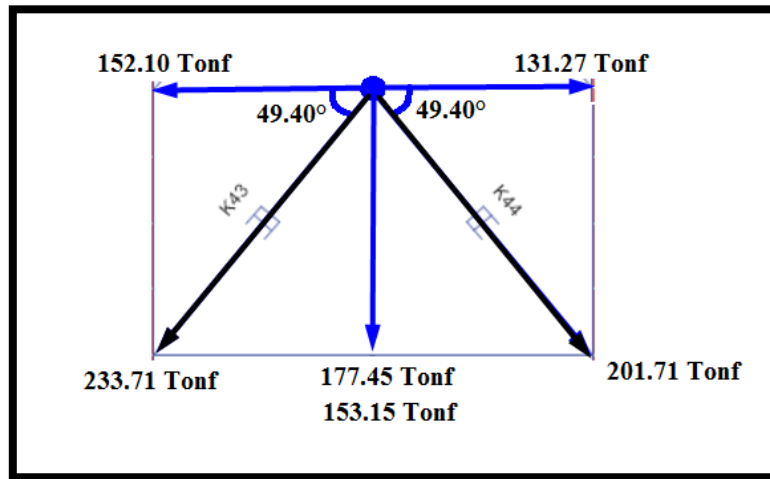
- Disposición de la viga de acero para el eje Y:

Tabla 102. Diferencia de la fuerza axial máxima producida en los disipadores del eje Y frente un sismo máximo esperado.

Disipador	Nivel	Fuerza (TON)	$\Delta$ (TON)
K43	8	233.71	32
K44		201.71	



La descomposicion de fuerzas axiales generadas en el dissipador de muestra a continuacion:

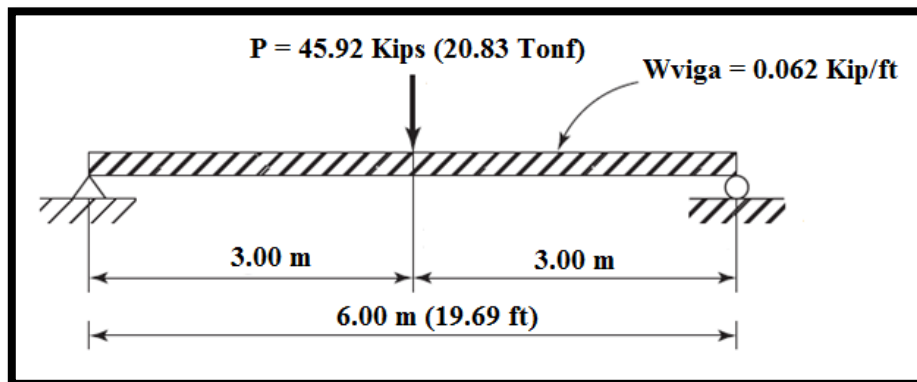


*Figura 125.* Diagrama de cuerpo libre de las fuerzas generadas en los dispositivos K43 y K44 del eje Y.  
Fuente: Propia.

Una vez finalizado el diagrama de cuerpo libre de las fuerzas axiales generadas en los dissipadores K43 y K44 es posible calcular la carga concentrada:

$$P = 152.10 - 131.27 = 20.83 \text{ Tonf}$$

Posteriormente la viga tendrá que ser diseñada para poder resistir la carga concentrada de 20.83 Tonf, así como también su propio peso de una estimación de 0.062 Kip/ft siendo evaluada como una viga simplemente apoyada, tal cual como se muestra en la siguiente imagen:



*Figura 126.* Sección de viga de acero del eje Y sometida a carga distribuida uniformemente y concentrada.  
Fuente: Propia.

Amplificación de las cargas de diseño:

$$W_u = 1.4 \times W_{\text{viga}} = 1.4 \times 0.062 = 0.0868 \text{ Kip/ft}$$

$$P_u = 1.4 \times P = 1.4 \times 45.92 = 64.28 \text{ Kips}$$

Cálculo del cortante y momento ultimo:

$$V_{u \text{ máx}} = \frac{P_u}{2} + \frac{W_u L}{2}$$
$$V_{u \text{ máx}} = \frac{64.28}{2} + \frac{0.0868 \times 19.69}{2}$$
$$V_{u \text{ máx}} = 33.00 \text{ Kips}$$

$$M_{u \text{ máx}} = \frac{P_u L}{4} + \frac{W_u L^2}{8}$$
$$M_{u \text{ máx}} = \frac{64.28 \times 19.69}{4} + \frac{0.0868 \times 19.69^2}{8}$$
$$M_{u \text{ máx}} = 320.55 \text{ Kip. ft}$$

Sección Prueba:

Se inicia tomando una sección compacta es decir un perfil lo suficientemente robusta, siendo capaz de desarrollar una distribución de esfuerzos totalmente plástica antes de pandearse, donde  $L_b \leq L_p$ , de manera que se cumple lo siguiente:


$$\phi M_{nx} = \phi M_{px} = \phi F_y Z_x \geq M_u$$
$$Z_{x \text{ req}} = \frac{M_u}{\phi F_y}$$
$$Z_{x \text{ req}} = \frac{320.55 \times 12}{0.90 \times 50} = 85.48 \text{ in}^3$$

Teniendo el valor  $Z_{x \text{ req}}$  se procede ingresar a las tablas del AISC Steel Construction Manual 13th, donde se opta por un perfil W18 x 55 de un  $Z_x = 112.00 \text{ in}^3$  mayor al requerido por cuestión de seguridad.

**Table 3-2 (continued)**

**W Shapes**

**Selection by  $Z_x$**



$F_y = 50 \text{ ksi}$

Shape	$Z_x$ in. <sup>3</sup>	$M_{px}/\Omega_b$		$\phi_b M_{px}$		$M_{rx}/\Omega_b$		$\phi_b M_{rx}$		BF		$L_p$ ft	$L_r$ ft	$I_x$ in. <sup>4</sup>	$V_{nx}/\Omega_v$		$\phi_v V_{nx}$ kips
		kip-ft	LRFD	kip-ft	LRFD	kip-ft	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD				kips	LRFD	
W21×55	126	314	473	192	289	10.8	16.3	6.11	17.4	1140	156	234					
W14×74	126	314	473	196	294	5.34	8.03	8.76	31.0	795	128	191					
W18×60	123	307	461	189	284	9.64	14.5	5.93	18.2	984	151	227					
W12×79	119	297	446	187	281	3.77	5.67	10.8	39.9	662	116	175					
W14×68	115	287	431	180	270	5.20	7.81	8.69	29.3	722	117	175					
W10×88	113	282	424	172	259	2.63	3.95	9.29	51.1	534	131	197					
<b>W18×55</b>	<b>112</b>	<b>279</b>	<b>420</b>	<b>172</b>	<b>258</b>	<b>9.26</b>	<b>13.9</b>	<b>5.90</b>	<b>17.5</b>	<b>890</b>	<b>141</b>	<b>212</b>					
W21×50	110	274	413	165	248	12.2	18.3	4.59	13.6	984	158	237					
W12×72	108	269	405	170	256	3.72	5.59	10.7	37.4	597	105	158					
W21×48 <sup>†</sup>	107	265	398	162	244	9.78	14.7	6.09	16.6	959	144	217					
W16×57	105	262	394	161	242	7.98	12.0	5.65	18.3	758	141	212					
W14×61	102	254	383	161	242	4.96	7.46	8.65	27.5	640	104	156					
W18×50	101	252	379	155	233	8.69	13.1	5.83	17.0	800	128	192					
W10×77	97.6	244	366	150	225	2.59	3.90	9.18	45.2	455	112	169					
W12×65 <sup>†</sup>	96.8	237	356	154	231	3.60	5.41	11.9	35.1	533	94.5	142					
W21×44	95.4	238	358	143	214	11.2	16.8	4.45	13.0	843	145	217					
W16×50	92.0	230	345	141	213	7.59	11.4	5.62	17.2	659	124	185					
W18×46	90.7	226	340	138	207	9.71	14.6	4.56	13.7	712	130	195					
W14×53	87.1	217	327	136	204	5.27	7.93	6.78	22.2	541	103	155					
W12×58	86.4	216	324	136	205	3.76	5.66	8.87	29.9	475	87.8	132					
W10×68	85.3	213	320	132	199	2.57	3.86	9.15	40.6	394	97.8	147					
W16×45	82.3	205	309	127	191	7.16	10.8	5.55	16.5	586	111	167					
W18×40	78.4	196	294	119	180	8.86	13.3	4.49	13.1	612	113	169					
W14×48	78.4	196	294	123	184	5.10	7.66	6.75	21.1	484	93.8	141					
W12×53	77.9	194	292	123	185	3.65	5.48	8.76	28.2	425	83.2	125					
W10×60	74.6	186	280	116	175	2.53	3.80	9.08	36.6	341	85.8	129					
W16×40	73.0	182	274	113	170	6.69	10.1	5.55	15.9	518	97.7	146					
W12×50	71.9	179	270	112	169	3.97	5.97	6.92	23.9	391	90.2	135					
W8×67	70.1	175	263	105	159	1.73	2.60	7.49	47.7	272	103	154					
W14×43	69.6	174	261	109	164	4.82	7.24	6.68	20.0	428	83.3	125					
W10×54	66.6	166	250	105	158	2.49	3.74	9.04	33.7	303	74.7	112					

ASD	LRFD
$\Omega_b = 1.67$	$\phi_b = 0.90$
$\Omega_v = 1.50$	$\phi_v = 1.00$

<sup>†</sup> Shape exceeds compact limit for flexure with  $F_y = 50 \text{ ksi}$ .

Figura 127. Selección de la sección para la viga de diseño del eje Y.  
Fuente: “Steel Construction Manual”, American Institute of Steel Construction, 2005, p. 3-17.

Se extrae de la tabla también los valores de  $\phi M_p$ ,  $\phi M_r$ ,  $L_p$ ,  $L_r$  correspondientes al perfil escogido, con la cual se diagramo la curva de momentos nominales o momentos de pandeo de una viga sin soporte lateral con variaciones de longitudes.

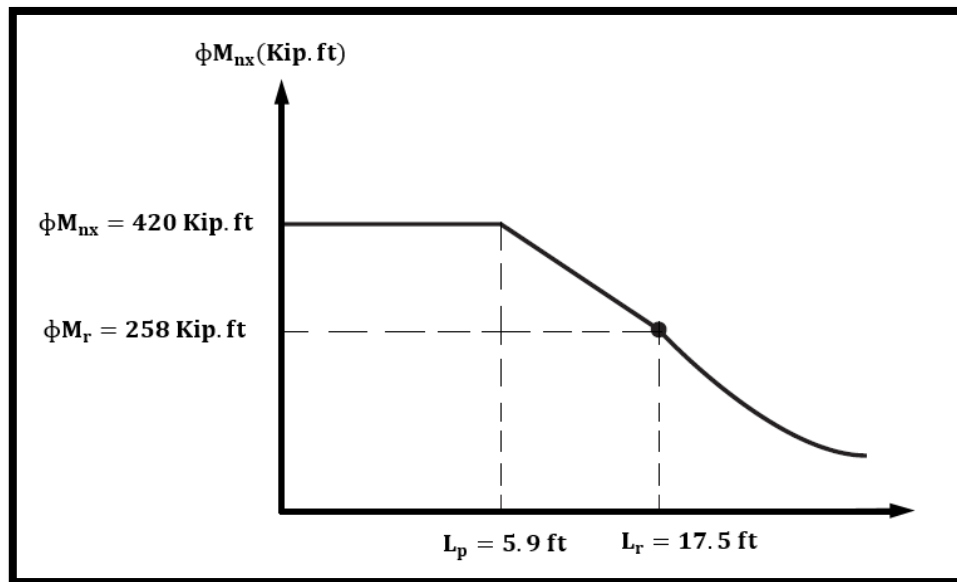


Figura 128. Curva de resistencia básica para la viga de sección W18 x 55.  
Fuente: Propia.

Se sabe que la viga se encuentra simplemente apoyada sin ningún soporte lateral, siendo  $L_b$  la longitud de viga sin soporte lateral de valor 19.69 ft, donde se cumple que:

$$L_b > L_r$$

Siendo así la viga incursiona en la zona 3 de pandeo elástico, se procede a calcular el momento resistente de la viga para impedir dicha falla.

Cálculo del factor de modificación de pandeo torsional lateral ( $C_b$ ):

$$C_b = \frac{12.5 M_{\text{máx}}}{2.5 M_{\text{máx}} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 3$$

Donde  $M_{\text{máx}}$  es el momento más grande en un segmento no soportado de una viga, mientras que  $M_A$ ,  $M_B$  y  $M_C$  son los momentos a un  $\frac{1}{4}$ ,  $\frac{1}{2}$  y  $\frac{3}{4}$  de la longitud de viga sin soporte lateral.

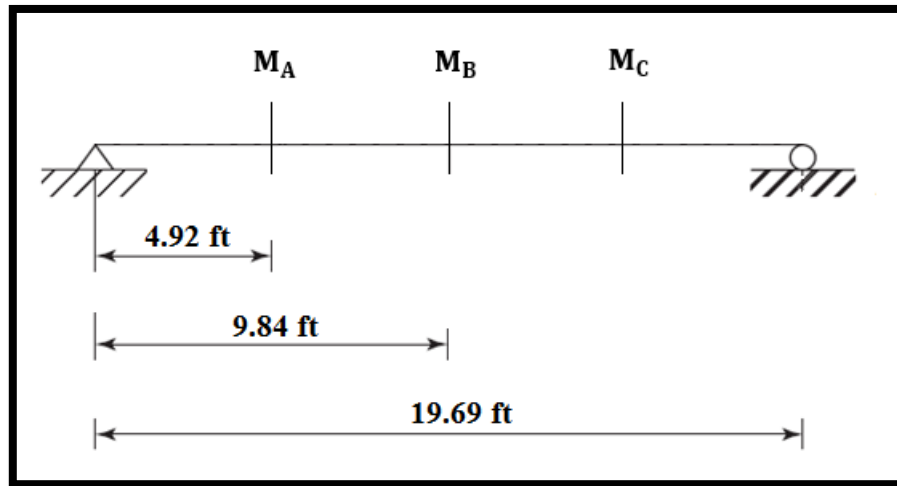


Figura 129. Posición de los momentos en la viga de acero del eje Y.  
Fuente: Propia.

$$M_A = M_C = \frac{P_u X}{2} + \frac{3W_u L^2}{32}$$

$$M_A = M_C = \frac{64.28 \times 4.92}{2} + \frac{3 \times 0.0868 \times 19.69^2}{32}$$

$$M_A = M_C = 161.33 \text{ Kip. ft}$$

$$M_B = M_{\text{máx}} = 320.55 \text{ Kip. ft}$$

Una vez conocido los valores de lo momentos se calcula el valor de  $C_b$ :

$$C_b = \frac{12.5 M_{\text{máx}}}{2.5 M_{\text{máx}} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3$$

$$C_b = \frac{12.5 \times 320.55}{2.5 \times 320.55 + 3 \times 161.33 + 4 \times 320.55 + 3 \times 161.33} \leq 3$$

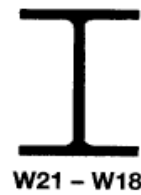
$$C_b = 1.31 \leq 3 \text{ (OK)}$$

Cálculo del esfuerzo de pandeo:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

Para su aplicación de la ecuación es necesario conocer los valores de  $S_x$ ,  $r_{ts}$ ,  $h_0$ ,  $J_c$  para lo se continua con el mismo perfil seleccionado en la sección de prueba, dichos valores se extraen de la siguiente tabla:

Table 1-1 (continued)  
W Shapes  
Properties



Nom- inal Wt.	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				$r_{ts}$	$h_o$	Torsional Properties	
	$b_f$	$h$	$I$	$S$	$r$	$Z$	$I$	$S$	$r$	$Z$			$J$	$C_w$
	2 <i>t<sub>f</sub></i>	<i>t<sub>w</sub></i>	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in. <sup>3</sup>	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in. <sup>3</sup>			in. <sup>4</sup>	in. <sup>6</sup>
93	4.53	32.3	2070	192	8.70	221	92.9	22.1	1.84	34.7	2.24	20.7	6.03	9940
83	5.00	36.4	1830	171	8.67	196	81.4	19.5	1.83	30.5	2.21	20.6	4.34	8630
73	5.60	41.2	1600	151	8.64	172	70.6	17.0	1.81	26.6	2.19	20.5	3.02	7410
68	6.04	43.6	1480	140	8.60	160	64.7	15.7	1.80	24.4	2.17	20.4	2.45	6760
62	6.70	46.9	1330	127	8.54	144	57.5	14.0	1.77	21.7	2.15	20.4	1.83	5960
55	7.87	50.0	1140	110	8.40	126	48.4	11.8	1.73	18.4	2.11	20.3	1.24	4980
48	9.47	53.6	959	93.0	8.24	107	38.7	9.52	1.66	14.9	2.05	20.2	0.803	3950
57	5.04	46.3	1170	111	8.36	129	30.6	9.35	1.35	14.8	1.68	20.4	1.77	3190
50	6.10	49.4	984	94.5	8.18	110	24.9	7.64	1.30	12.2	1.64	20.3	1.14	2570
44	7.22	53.6	843	81.6	8.06	95.4	20.7	6.37	1.26	10.2	1.60	20.2	0.770	2110
311	2.19	10.4	6970	624	8.72	754	795	132	2.95	207	3.53	19.6	176	76200
283	2.38	11.3	6170	565	8.61	676	704	118	2.91	185	3.47	19.4	134	65900
258	2.56	12.5	5510	514	8.53	611	628	107	2.88	166	3.42	19.2	103	57600
234	2.76	13.8	4900	466	8.44	549	558	95.8	2.85	149	3.37	19.0	78.7	50100
211	3.02	15.1	4330	419	8.35	490	493	85.3	2.82	132	3.32	18.8	58.6	43400
192	3.27	16.7	3870	380	8.28	442	440	76.8	2.79	119	3.28	18.6	44.7	38000
175	3.58	18.0	3450	344	8.20	398	391	68.8	2.76	106	3.24	18.5	33.8	33300
158	3.92	19.8	3060	310	8.12	356	347	61.4	2.74	94.8	3.20	18.3	25.2	29000
143	4.25	22.0	2750	282	8.09	322	311	55.5	2.72	85.4	3.17	18.2	19.2	25700
130	4.65	23.9	2460	256	8.03	290	278	49.9	2.70	76.7	3.13	18.1	14.5	22700
119	5.31	24.5	2190	231	7.90	262	253	44.9	2.69	69.1	3.13	17.9	10.6	20300
106	5.96	27.2	1910	204	7.84	230	220	39.4	2.66	60.5	3.10	17.8	7.48	17400
97	6.41	30.0	1750	188	7.82	211	201	36.1	2.65	55.3	3.08	17.7	5.86	15800
86	7.20	33.4	1530	166	7.77	186	175	31.6	2.63	48.4	3.05	17.6	4.10	13600
76	8.11	37.8	1330	146	7.73	163	152	27.6	2.61	42.2	3.02	17.5	2.83	11700
71	4.71	32.4	1170	127	7.50	146	60.3	15.8	1.70	24.7	2.05	17.7	3.49	4700
65	5.06	35.7	1070	117	7.49	133	54.8	14.4	1.69	22.5	2.03	17.6	2.73	4240
60	5.44	38.7	984	108	7.47	123	50.1	13.3	1.68	20.6	2.02	17.5	2.17	3850
55	5.98	41.1	890	98.3	7.41	112	44.9	11.9	1.67	18.5	2.00	17.5	1.66	3430
50	6.57	45.2	800	88.9	7.38	101	40.1	10.7	1.65	16.6	1.98	17.4	1.24	3040
46	5.01	44.6	712	78.8	7.25	90.7	22.5	7.43	1.29	11.7	1.58	17.5	1.22	1720
40	5.73	50.9	612	68.4	7.21	78.4	19.1	6.35	1.27	10.0	1.56	17.4	0.810	1440
35	7.06	53.5	510	57.6	7.04	66.5	15.3	5.12	1.22	8.06	1.52	17.3	0.506	1140

Figura 130. Propiedades de la viga de sección W18 x 55.

Fuente: "Steel Construction Manual", American Institute of Steel Construction, 2005, p. 1-19.

$$F_{cr} = \frac{1.31 \times \pi^2 \times 29000}{\left(\frac{19.69 \times 12}{2}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{1.66}{98.3 \times 17.5} \left(\frac{19.69 \times 12}{2}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 38.57 \text{ Kip/in}^2$$

Cálculo del momento resistente de la viga:

$$\phi M_{nx} = C_b [\phi F_{cr} S_x] \leq C_b [\phi F_y Z_x]$$

$$\phi M_{nx} = 1.31 \times \left[ \frac{0.90 \times 38.57 \times 98.3}{12} \right] \leq 1.31 \times \left[ \frac{0.90 \times 42 \times 112}{12} \right]$$

$$\phi M_{nx} = 373.41 \text{ Kip. ft} \leq 551.49 \text{ Kip. ft (OK)}$$

Verificación del momento máximo actuante con respecto al momento resistente:

$$\phi M_{nx} \geq M_{mu}$$

$$373.41 \text{ Kip. ft} \geq 320.55 \text{ Kip. ft (OK)}$$

Verificación de la cortante máxima actuante con respecto a la cortante resistente:

$$\phi V_{nx} \geq V_{m\acute{a}x}$$

$$212.00 \text{ Kips} \geq 33.00 \text{ Kips (OK)}$$

Seguidamente se tomará las dimensiones de la sección metálica W18 x 55 de la siguiente tabla mostrada:

**Table 1-1 (continued)**  
**W Shapes**  
**Dimensions**

Shape	Area, A	Depth, d	Web		Flange		Distance								
			Thickness, $t_w$	$t_w$ 2	Width, $b_f$	Thickness, $t_f$	k		$k_1$	T	Work- able Gage				
			in.	in.	in.	in.	$k_{des}$	$k_{det}$							
	in. <sup>2</sup>	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	
W21×93	27.3	21.6	21 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	0.580	9 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	5 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	8.42	8 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	0.930	1 <sup>5</sup> / <sub>16</sub>	1.43	1 <sup>5</sup> / <sub>16</sub>	15 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	18 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	5 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>
×83 <sup>c</sup>	24.3	21.4	21 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	0.515	1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	8.36	8 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	0.835	1 <sup>3</sup> / <sub>16</sub>	1.34	1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	7 <sup>7</sup> / <sub>8</sub>		
×73 <sup>c</sup>	21.5	21.2	21 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	0.455	7 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	8.30	8 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	0.740	3 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	1.24	1 <sup>7</sup> / <sub>16</sub>	7 <sup>7</sup> / <sub>8</sub>		
×68 <sup>c</sup>	20.0	21.1	21 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	0.430	7 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	8.27	8 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	0.685	1 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	1.19	1 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	7 <sup>7</sup> / <sub>8</sub>		
×62 <sup>c</sup>	18.3	21.0	21	0.400	3 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	3 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	8.24	8 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	0.615	9 <sup>9</sup> / <sub>8</sub>	1.12	1 <sup>5</sup> / <sub>16</sub>	13 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>		
×55 <sup>c</sup>	16.2	20.8	20 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	0.375	3 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	3 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	8.22	8 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	0.522	1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1.02	1 <sup>3</sup> / <sub>16</sub>	13 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>		
×48 <sup>cd</sup>	14.1	20.6	20 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	0.350	3 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	3 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	8.14	8 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	0.430	7 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	0.930	1 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	13 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>		
W21×57 <sup>c</sup>	16.7	21.1	21	0.405	3 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	3 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	6.56	6 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	0.650	5 <sup>9</sup> / <sub>8</sub>	1.15	1 <sup>5</sup> / <sub>16</sub>	13 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	18 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>
×50 <sup>c</sup>	14.7	20.8	20 <sup>7</sup> / <sub>8</sub>	0.380	3 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	3 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	6.53	6 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	0.535	9 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	1.04	1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	13 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>		
×44 <sup>c</sup>	13.0	20.7	20 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	0.350	3 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	3 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	6.50	6 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	0.450	7 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	0.950	1 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	13 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>		
W18×311 <sup>h</sup>	91.6	22.3	22 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	1.52	1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	3 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	12.0	12	2.74	2 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	3.24	3 <sup>7</sup> / <sub>16</sub>	1 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	15 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	5 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>
×283 <sup>h</sup>	83.3	21.9	21 <sup>7</sup> / <sub>8</sub>	1.40	1 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	11.9	11 <sup>7</sup> / <sub>8</sub>	2.50	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	3.00	3 <sup>3</sup> / <sub>16</sub>	1 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>		
×258 <sup>h</sup>	75.9	21.5	21 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1.28	1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	5 <sup>9</sup> / <sub>8</sub>	11.8	11 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	2.30	2 <sup>5</sup> / <sub>16</sub>	2.70	3	1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>		
×234 <sup>h</sup>	68.8	21.1	21	1.16	1 <sup>3</sup> / <sub>16</sub>	5 <sup>9</sup> / <sub>8</sub>	11.7	11 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	2.11	2 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	2.51	2 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	1 <sup>3</sup> / <sub>16</sub>		
×211	62.1	20.7	20 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	1.06	1 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	9 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	11.6	11 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1.91	1 <sup>15</sup> / <sub>16</sub>	2.31	2 <sup>9</sup> / <sub>16</sub>	1 <sup>3</sup> / <sub>16</sub>		
×192	56.4	20.4	20 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	0.960	1 <sup>5</sup> / <sub>16</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	11.5	11 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1.75	1 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	2.15	2 <sup>7</sup> / <sub>16</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>		
×175	51.3	20.0	20	0.890	7 <sup>7</sup> / <sub>8</sub>	7 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	11.4	11 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	1.59	1 <sup>9</sup> / <sub>16</sub>	1.99	2 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	15 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	
×158	46.3	19.7	19 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	0.810	1 <sup>3</sup> / <sub>16</sub>	7 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	11.3	11 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	1.44	1 <sup>7</sup> / <sub>16</sub>	1.84	2 <sup>3</sup> / <sub>16</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>		
×143	42.1	19.5	19 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	0.730	3 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	3 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	11.2	11 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	1.32	1 <sup>5</sup> / <sub>16</sub>	1.72	2 <sup>5</sup> / <sub>16</sub>	1 <sup>3</sup> / <sub>16</sub>		
×130	38.2	19.3	19 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	0.670	1 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	3 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	11.2	11 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	1.20	1 <sup>3</sup> / <sub>16</sub>	1.60	2 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	1 <sup>3</sup> / <sub>16</sub>		
×119	35.1	19.0	19	0.655	5 <sup>9</sup> / <sub>8</sub>	5 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	11.3	11 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	1.06	1 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	1.46	1 <sup>15</sup> / <sub>16</sub>	1 <sup>3</sup> / <sub>16</sub>		
×106	31.1	18.7	18 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	0.590	9 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	5 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	11.2	11 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	0.940	1 <sup>5</sup> / <sub>16</sub>	1.34	1 <sup>13</sup> / <sub>16</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>		
×97	28.5	18.6	18 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	0.535	9 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	5 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	11.1	11 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	0.870	7 <sup>7</sup> / <sub>8</sub>	1.27	1 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>		
×86	25.3	18.4	18 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	0.480	1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	11.1	11 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	0.770	3 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	1.17	1 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>		
×76 <sup>c</sup>	22.3	18.2	18 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	0.425	7 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	11.0	11	0.680	1 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	1.08	1 <sup>9</sup> / <sub>16</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>		
W18×71	20.8	18.5	18 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	0.495	1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	7.64	7 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	0.810	1 <sup>3</sup> / <sub>16</sub>	1.21	1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	7 <sup>7</sup> / <sub>8</sub>	15 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> <sup>a</sup>
×65	19.1	18.4	18 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	0.450	7 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	7.59	7 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	0.750	3 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	1.15	1 <sup>7</sup> / <sub>16</sub>	7 <sup>7</sup> / <sub>8</sub>		
×60 <sup>c</sup>	17.6	18.2	18 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	0.415	7 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	3 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	7.56	7 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	0.695	1 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	1.10	1 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	13 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>		
×55 <sup>c</sup>	16.2	18.1	18 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	0.390	3 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	3 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	7.53	7 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	0.630	5 <sup>9</sup> / <sub>8</sub>	1.03	1 <sup>5</sup> / <sub>16</sub>	13 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>		

Figura 131. Dimensiones de la viga de sección W18 x 55.

Fuente: "Steel Construction Manual", American Institute of Steel Construction, 2005, p. 1-18.

Tabla 103. Medidas de la sección de la viga W18 x 55.

Sección	Área (in <sup>2</sup> )	Unid	Profundidad (d)	Espesor del nervio (tw)	Alas		Peso nominal (lb/ft)
					Ancho (bf)	Espesor (tf)	
W 18 X 55	16.20	in	18.100	0.390	7.530	0.630	55
		cm	45.974	0.991	19.126	1.600	

Por último, se muestra la disposición final de la sección W18 x 55 siendo esta capaz de resistir los momentos y cortantes actuantes.

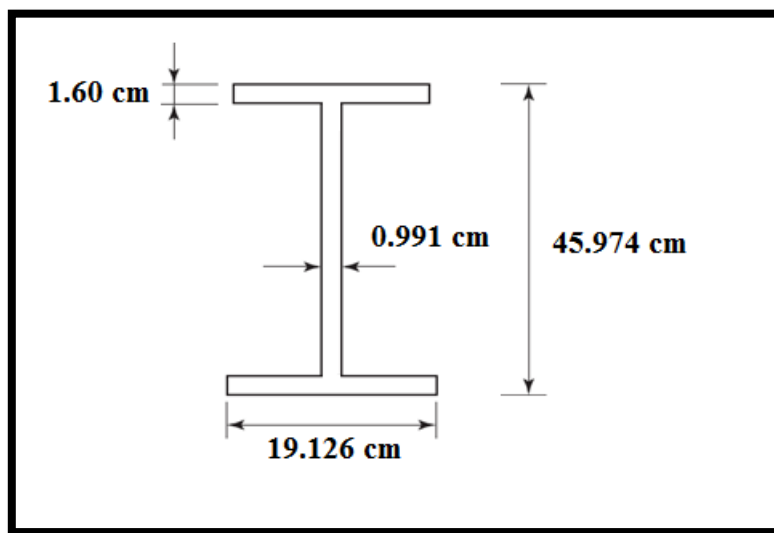


Figura 132. Disposición final del perfil de la viga W18 x 55.  
Fuente: Propia.



#### **4.11. Evaluación e interpretación de resultados**

Una vez finalizado la etapa de los análisis (estático, dinámico y tiempo-historia lineal y no lineal) respecto a la edificación destinada a proporcionar asistencia o tratamiento médico (clínica A2) descrita por la E.030 como una edificación esencial la cual es de sistema de muros estructurales con la incorporación de disipadores de fluido viscoso, por lo que se ha podido verificar como es que todo tiene dependencia e iniciativa desde el punto base como es la hipótesis presentada en la presente tesis.

Dada las variaciones de los diferentes análisis sísmicos realizados en la edificación de 8 niveles, se tiene que resaltar como es que la incorporación de dispositivos de fluido viscoso genera un gran cambio en el comportamiento estructural, es por ello que es importante la ubicación de estos dispositivos para que puedan ejercer un mejor desempeño en la estructura, finalmente se verifica los esfuerzos máximos en los elementos de corte (columnas y placas), desplazamientos en el centro de masa, derivas en los entrepisos.

Durante la etapa del análisis sísmico se puede indicar que la edificación ha sufrido varios cambios en su comportamiento, debido a las variaciones de los picos de las aceleraciones ocasionando distintas fuerzas de sismo para cada caso evaluado, así también la reducción de las fuerzas sísmicas a causa de la incorporación de disipadores de fluido viscoso, por lo que al momento de realizar los gráficos comparativos se tomara como datos a la edificación de muros estructurales con y sin disipadores.

##### **4.11.1. Desplazamiento respecto a los centros de masa**

Se procede a verificar los desplazamientos en el centro de masa tanto en la dirección (X e Y) de la edificación, donde se evalúa al modelo estructural mediante el sismo de diseño, se generará gráficos para la representación de los desplazamientos ocurridos en cada nivel de la estructura.

En los gráficos se procede a comparar los desplazamientos en el centro de masa de la edificación de sistema de muros estructurales, teniendo como sismo de diseño Lima 1966 – Caso 2, donde el edificio está sin disipadores en un análisis

dinámico tiempo historia lineal vs el mismo edificio con disipadores en un análisis dinámico tiempo historia no lineal.

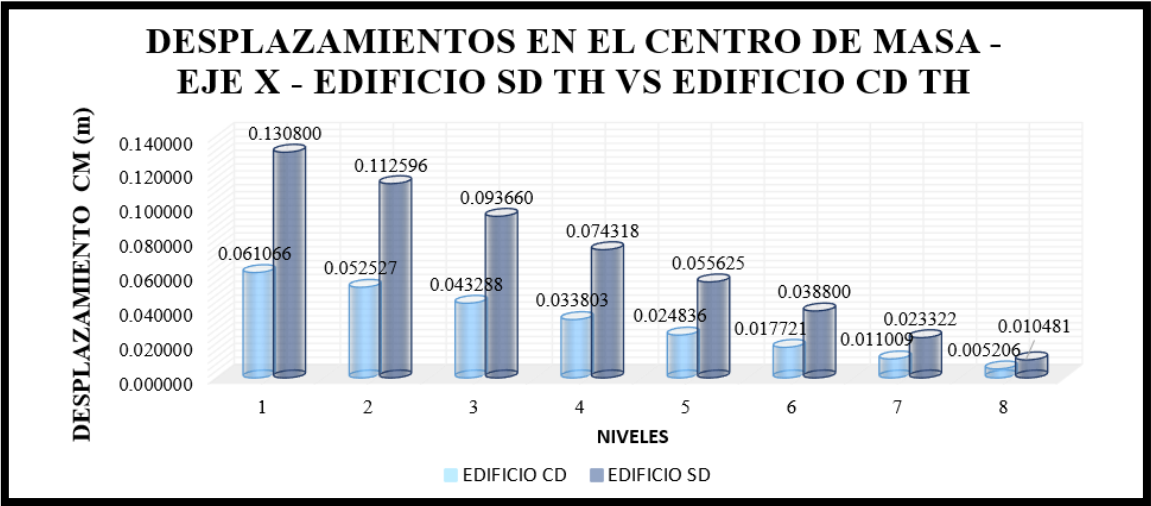
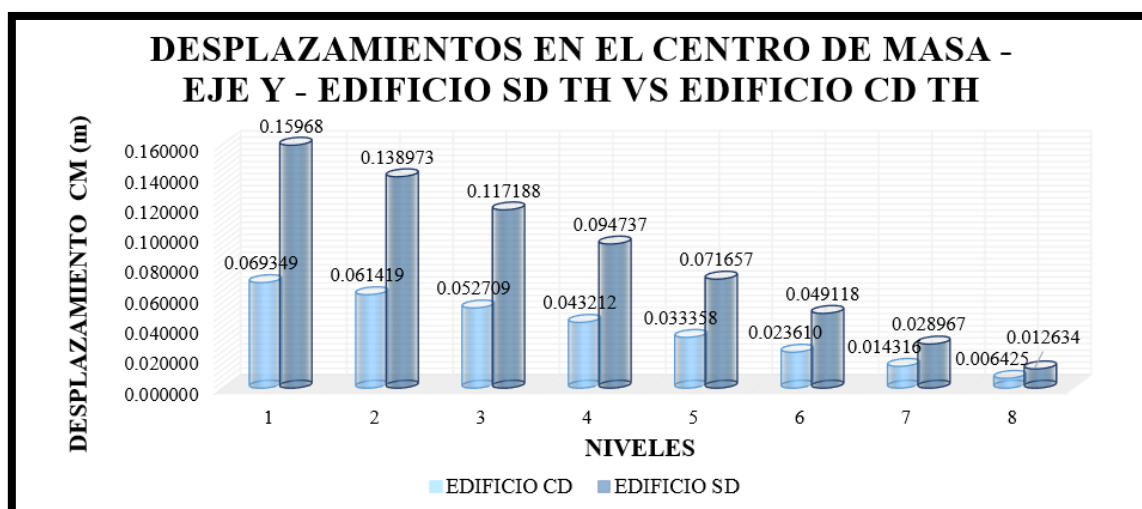


Figura 133. Desplazamientos en el centro de masa - eje X - edificio SD TH vs edificio CD TH.  
Fuente: Propia.

Tabla 104. Porcentaje de reducción en el centro de masas en el eje X - edificio SD TH vs edificio CD TH.

NIVEL	SIN DISIPADOR (mm)	CON DISIPADOR (mm)	% REDUCCIÓN
8	130.800	61.066	53%
7	112.596	52.527	53%
6	93.660	43.288	54%
5	74.318	33.803	55%
4	55.625	24.836	55%
3	38.800	17.721	54%
2	23.322	11.009	53%
1	10.481	5.206	50%

Se puede visualizar que el porcentaje de reducción brindada por la incorporación de disipadores de fluido viscoso se encuentra por encima del 50% con lo cual se confirma el adecuado comportamiento de los disipadores en la estructura.

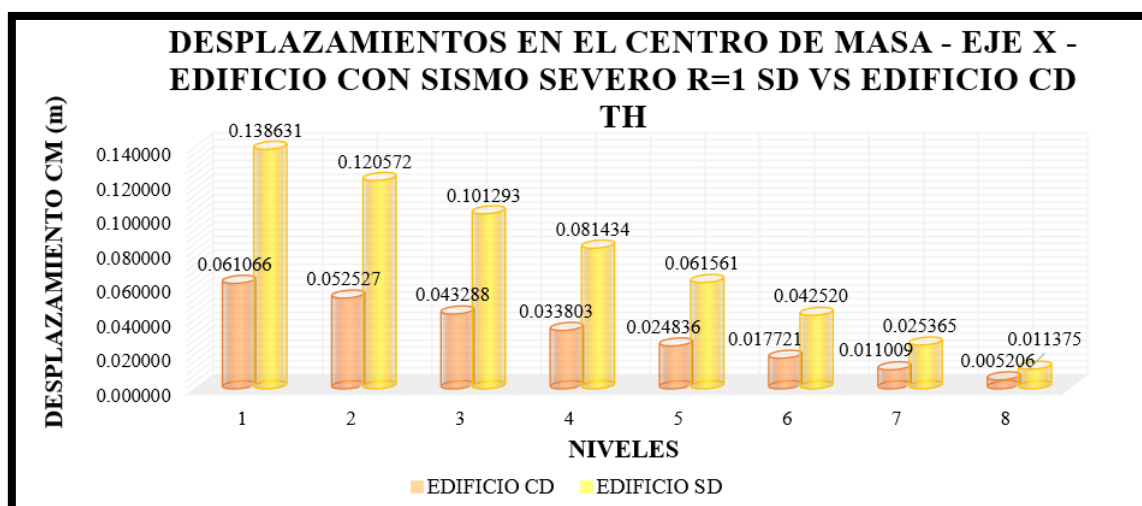


*Figura 134. Desplazamientos en el centro de masa - eje Y - edificio SD TH vs edificio CD TH.*  
Fuente: Propia.

*Tabla 105. Porcentaje de reducción en el centro de masas en el eje Y - edificio SD TH vs edificio CD TH.*

NIVEL	SIN DISIPADOR (mm)	CON DISIPADOR (mm)	% REDUCCIÓN
8	159.680	69.349	57%
7	138.973	61.419	56%
6	117.188	52.709	55%
5	94.737	43.212	54%
4	71.657	33.358	53%
3	49.118	23.610	52%
2	28.967	14.316	51%
1	12.634	6.425	49%

Se aprecia que la mayor reducción de desplazamiento se da en el octavo nivel con un porcentaje de 57%, lo cual evidencia la disipación de energía por parte de los disipadores de fluido viscoso.

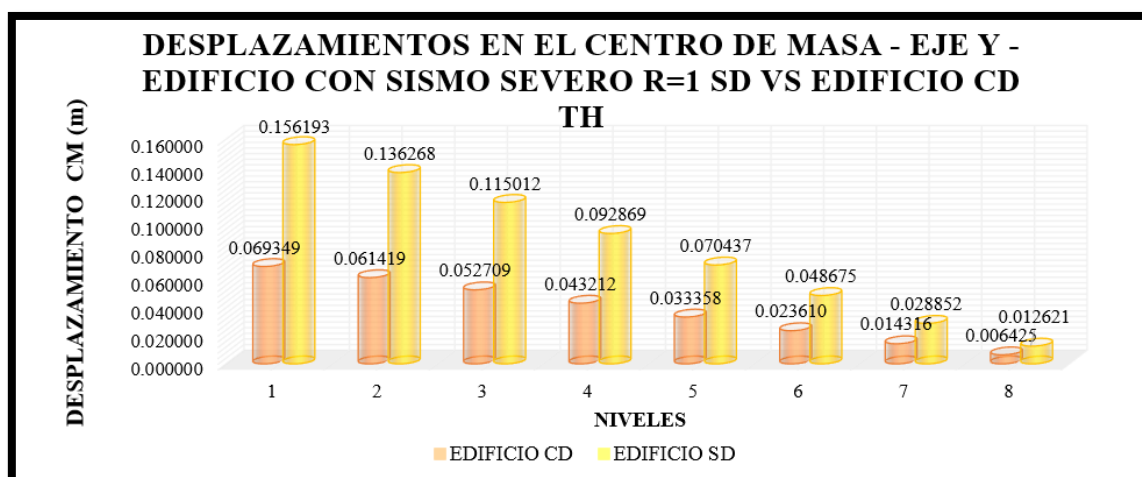


*Figura 135. Desplazamientos en el centro de masa - eje X - edificio SD con sismo severo R=1 vs edificio CD TH.*  
Fuente: Propia.

Tabla 106. *Porcentaje de reducción en el centro de masas en el eje X - edificio SD con sismo severo R=1 vs edificio CD TH.*

NIVEL	SIN DISIPADOR (mm)	CON DISIPADOR (mm)	% REDUCCIÓN
8	138.631	61.066	56%
7	120.572	52.527	56%
6	101.293	43.288	57%
5	81.434	33.803	58%
4	61.561	24.836	60%
3	42.520	17.721	58%
2	25.365	11.009	57%
1	11.375	5.206	54%

Se puede observar que en esta comparación se tiene como resultado una reducción entre el 54 % a 60% del desplazamiento en el centro de masa, conseguida por adición de los dispositivos viscosos.



*Figura 136. Desplazamientos en el centro de masa - eje Y - edificio SD con sismo severo R=1 vs edificio CD TH.*  
Fuente: Propia.

*Tabla 107. Porcentaje de reducción en el centro de masas en el eje X - edificio SD con sismo severo R=1 vs edificio CD TH.*

NIVEL	SIN DISIPADOR (mm)	CON DISIPADOR (mm)	% REDUCCIÓN
8	156.193	69.349	56%
7	136.268	61.419	55%
6	115.012	52.709	54%
5	92.869	43.212	53%
4	70.437	33.358	53%
3	48.675	23.610	51%
2	28.852	14.316	50%
1	12.621	6.425	49%

#### 4.11.2. Derivas de entrepiso

Se presenta los gráficos donde se procede a comparar las derivas en los entrepisos de la edificación de sistema de muros estructurales sin disipadores en un análisis dinámico tiempo historia lineal y con disipadores en un análisis dinámico tiempo historia no lineal de un sismo de diseño Lima 1966 – Caso 2, la cual que en el modelo optimizado los valores deben ser inferior a la deriva límite de 0.007 establecida la norma E.030-2018 y a su vez deberán ser menores a la deriva 0.003 por control de la metodología HAZUS.

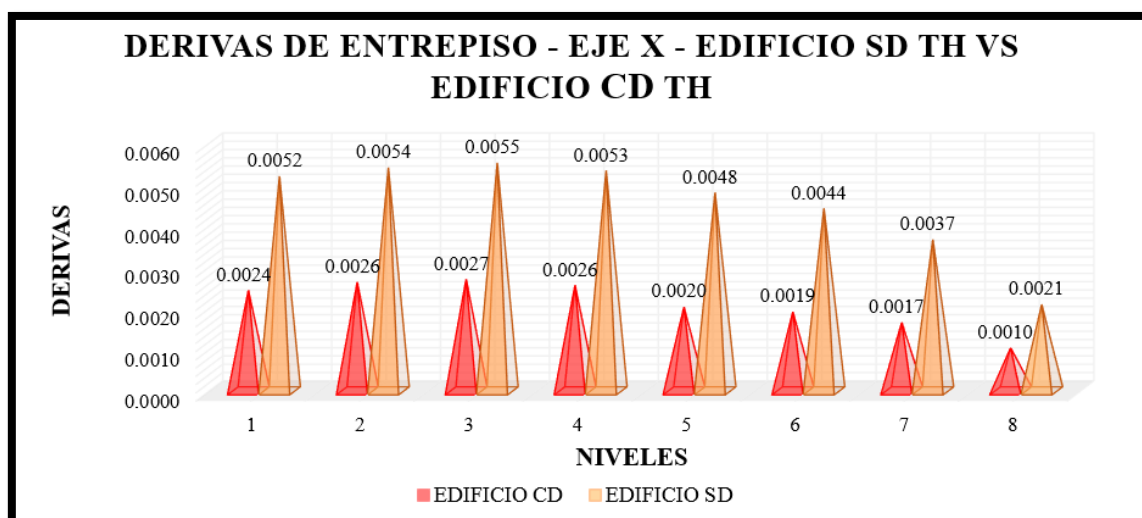


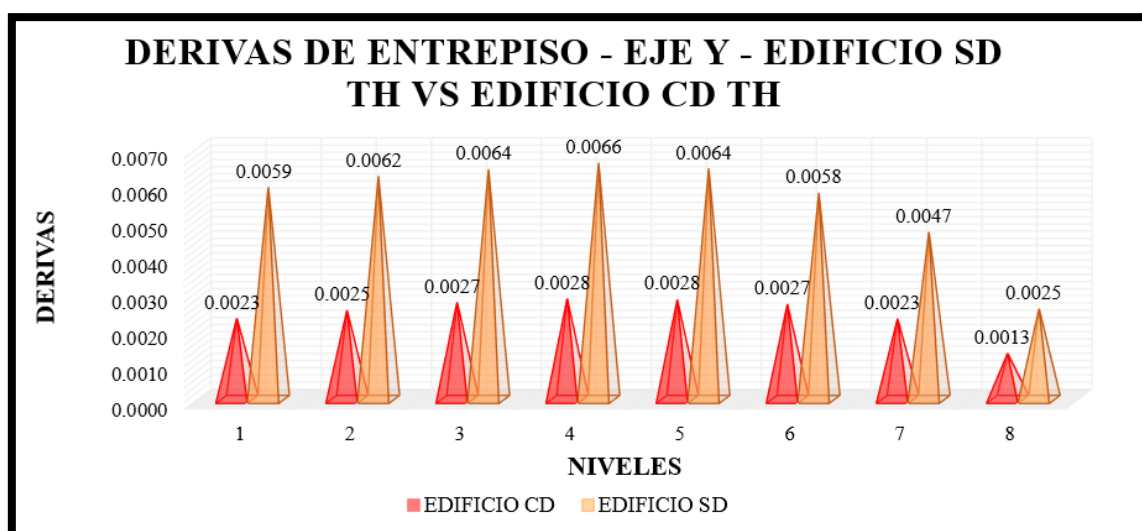
Figura 137. Derivas de entrepiso en el eje X con y sin disipadores frente al sismo de diseño Lima 1966 – Caso 2.

Fuente: Propia.

Tabla 108. Porcentaje de reducción de derivas en el eje X.

NIVEL	SIN DISIPADOR	CON DISIPADOR	% REDUCCIÓN
8	0.0052	0.0024	53%
7	0.0054	0.0026	51%
6	0.0055	0.0027	51%
5	0.0053	0.0026	52%
4	0.0048	0.0020	58%
3	0.0044	0.0019	57%
2	0.0037	0.0017	55%
1	0.0021	0.0010	50%

Se visualiza deriva maxima de la estructura con la incorporacion de disipadores de fluido viscoso en el eje X es de 0.0027 ubicada en el sexto piso la cual es menor a las derivas limites impuesta por la E.030 y la metodologia HAZUS, por lo tanto, se logra cumplir con la deriva objetivo teniendo reducciones de derivas entre 50% a 58%, ante un análisis dinámico tiempo historia no lineal de sismo de diseño severo Lima 1966 – Caso 2.

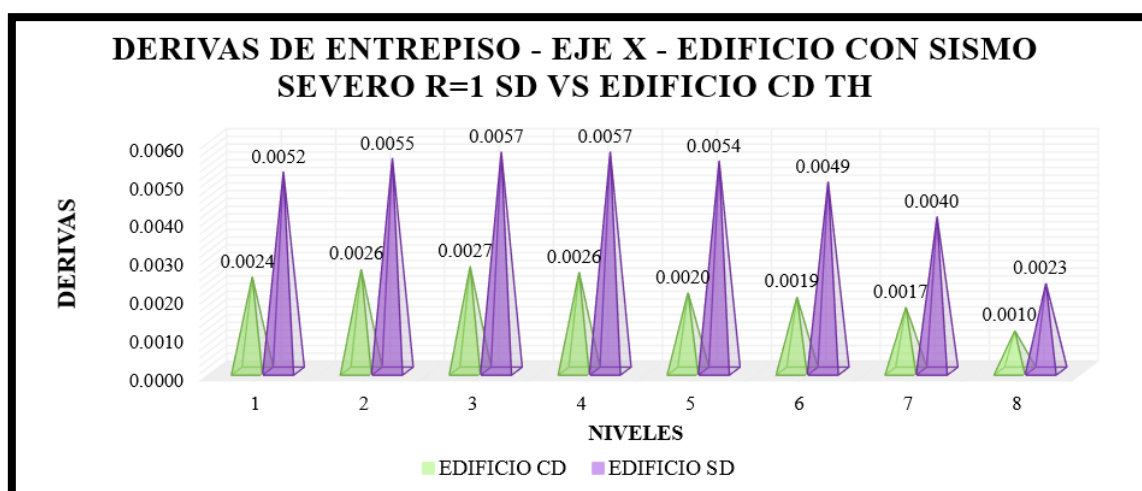


*Figura 138.* Derivas de entrepiso en el eje Y con y sin disipadores frente al sismo de diseño Lima 1966 – Caso 2.  
Fuente: Propia.

Tabla 109. *Porcentaje de reducción de derivas en el eje Y.*

NIVEL	SIN DISIPADOR	CON DISIPADOR	% REDUCCIÓN
8	0.0059	0.0023	62%
7	0.0062	0.0025	60%
6	0.0064	0.0027	58%
5	0.0066	0.0028	57%
4	0.0064	0.0028	57%
3	0.0058	0.0027	54%
2	0.0047	0.0023	52%
1	0.0025	0.0013	49%

Se verifica también las derivas de los entrepisos de la estructura con y sin disipadores en el eje Y, se logra observar que se cumple con mantener las derivas de entrepiso por debajo de las derivas límites impuesta por la E.030 y la metodología HAZUS frente un análisis dinámico tiempo historia no lineal de sismo de diseño severo Lima 1966 – Caso 2, con ello se confirma la influencia de la acoplación de disipadores de fluido viscoso dando como resultado un mejor desempeño en la estructura.



*Figura 139. Derivas de entrepiso en el eje X con y sin disipadores frente a un sismo severo, utilizando R=1.*  
Fuente: Propia.

Tabla 110. *Porcentaje de reducción de derivas en el eje X – edificio con sismo severo SD vs edificio CD TH.*

NIVEL	SIN DISIPADOR	CON DISIPADOR	% REDUCCIÓN
8	0.0052	0.0024	53%
7	0.0055	0.0026	52%
6	0.0057	0.0027	52%
5	0.0057	0.0026	55%
4	0.0054	0.0020	63%
3	0.0049	0.0019	61%
2	0.0040	0.0017	59%
1	0.0023	0.0010	54%

Se puede observar que en esta comparación se tiene como resultado una reducción en las derivas sobre el 50%, por lo que se confirma la disminución en mayor proporción de las derivas cuando se adiciona disipadores de fluido viscoso.



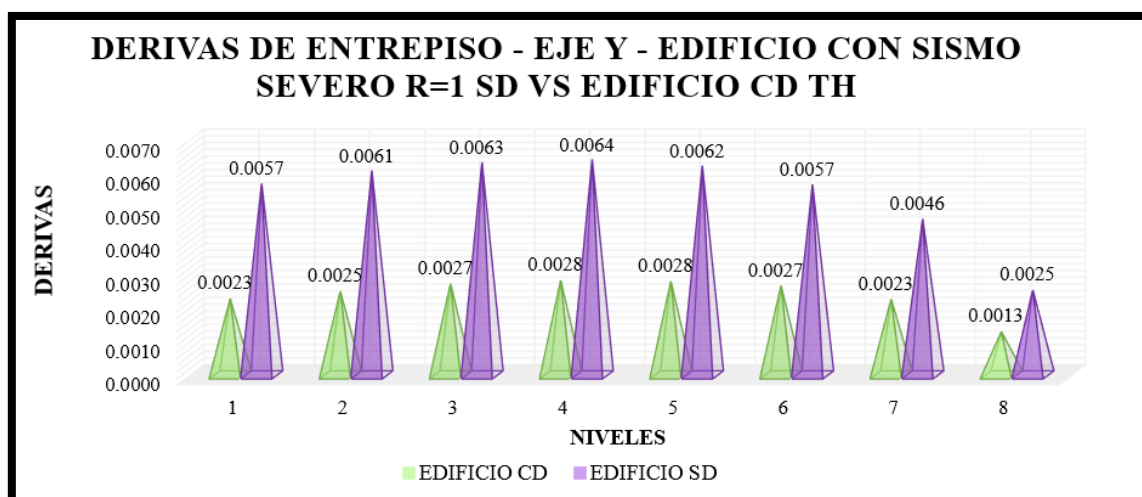


Figura 140. Derivas de entrepiso en el eje Y con y sin disipadores frente a un sismo severo, utilizando  $R=1$ .  
Fuente: Propia.

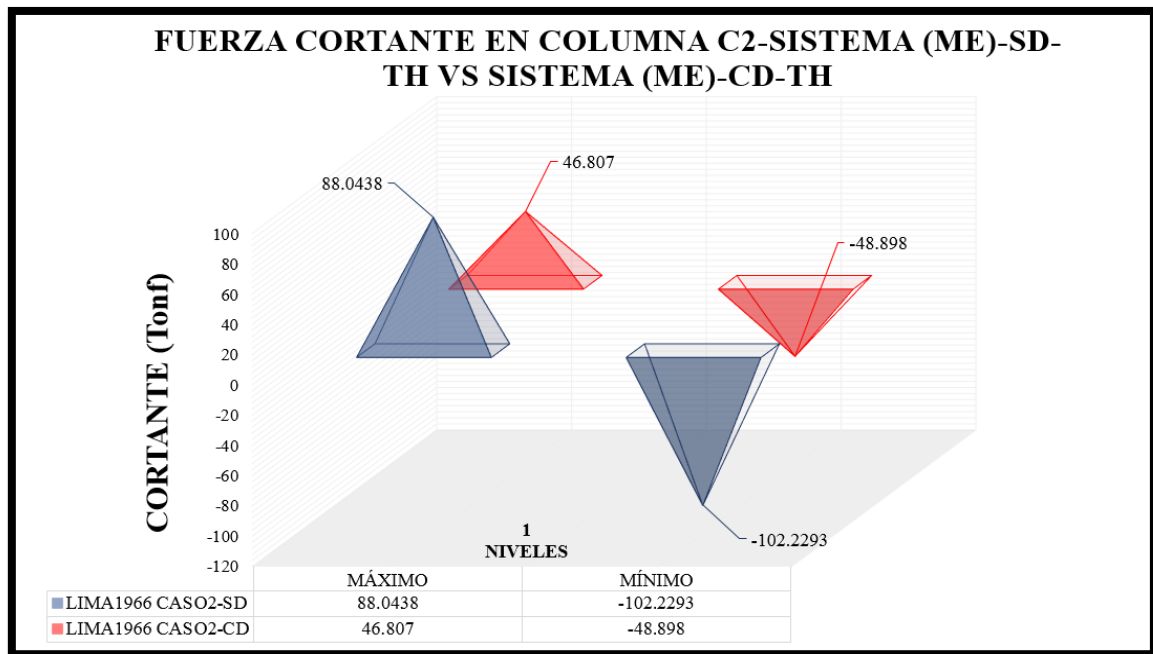
Tabla 111. Porcentaje de reducción de derivas en el eje Y – edificio con sismo severo SD vs edificio CD TH.

NIVEL	SIN DISIPADOR	CON DISIPADOR	% REDUCCIÓN
8	0.0057	0.0023	60%
7	0.0061	0.0025	59%
6	0.0063	0.0027	57%
5	0.0064	0.0028	56%
4	0.0062	0.0028	55%
3	0.0057	0.0027	53%
2	0.0046	0.0023	51%
1	0.0025	0.0013	49%

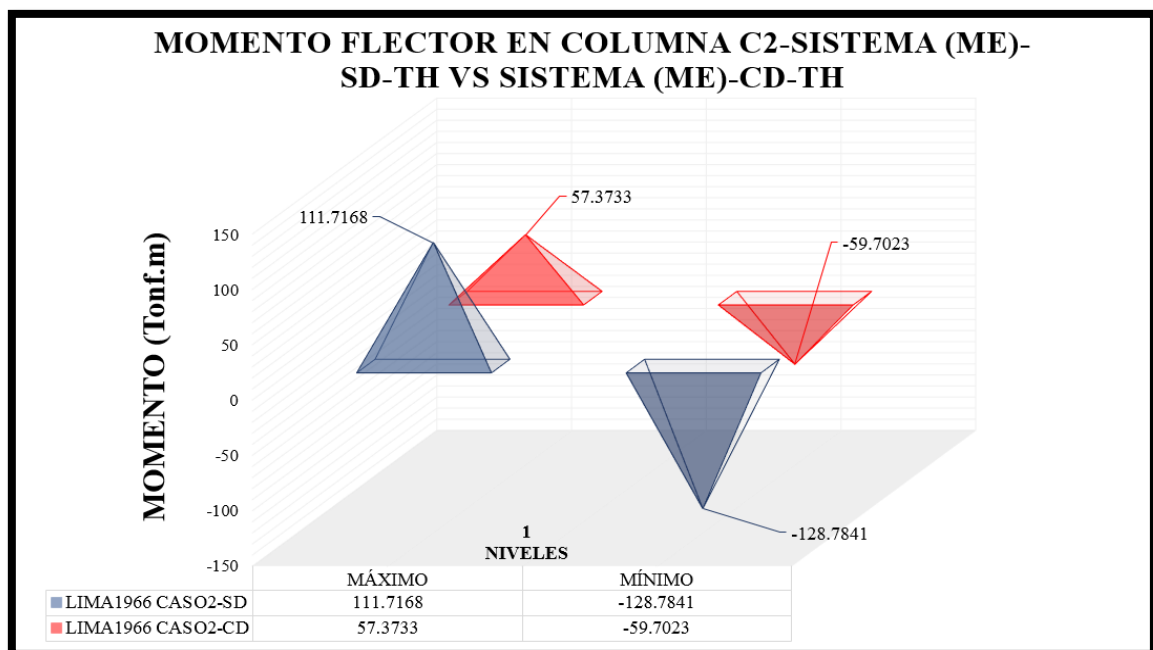
Se puede cotejar que la disminución de las derivas se encuentra en un intervalo de 49% a 60%, con lo que se sostiene la influencia de la incorporación de dispositivos de fluido viscoso para su optimización de la estructura.

#### 4.11.3. Esfuerzos máximos en los elementos de corte

Se realiza la comparación de gráficas representando los máximos y mínimos valores de los momentos y cortantes en los elementos de corte (placas y columnas) del primer nivel, con y sin la acoplación de disipadores de fluido viscoso como se conoce estos toman a primera instancia la energía de ingreso dejando el resto de energía a los elementos de concreto armado donde se logra apreciar la disminución de esfuerzos en los elementos estructurales.



*Figura 141.* Fuerza cortante (máximo y mínimo) en la columna.  
Fuente: Propia.



*Figura 142.* Momento Flector (máximo y mínimo) en la columna.  
Fuente: Propia.

Se visualiza como los dispositivos disminuyen un gran porcentaje de los esfuerzos ejercidos en las columnas de la edificación, ello comprueba la teoría de que los disipadores cumplen con la función de disminuir los esfuerzos en un porcentaje considerable.

Se realiza a su vez la comparación de los resultados en las placas con y sin disipadores frente al mismo sismo de diseño severo Lima 1966 – Caso 2 en la edificación.

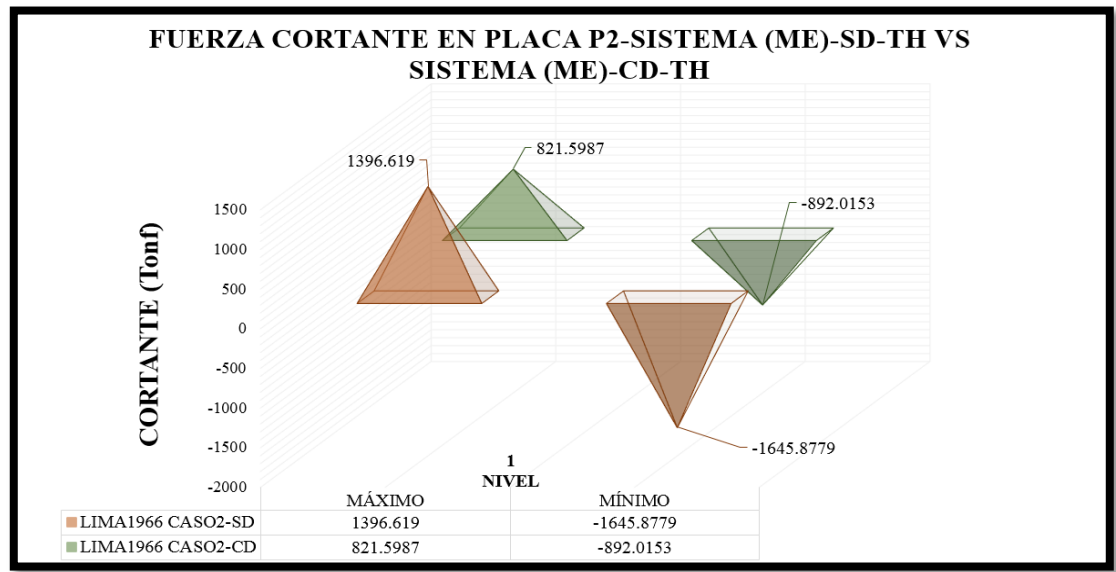


Figura 143. Fuerza cortante (máximo y mínimo) en placa con y sin disipadores.  
Fuente: Propia.

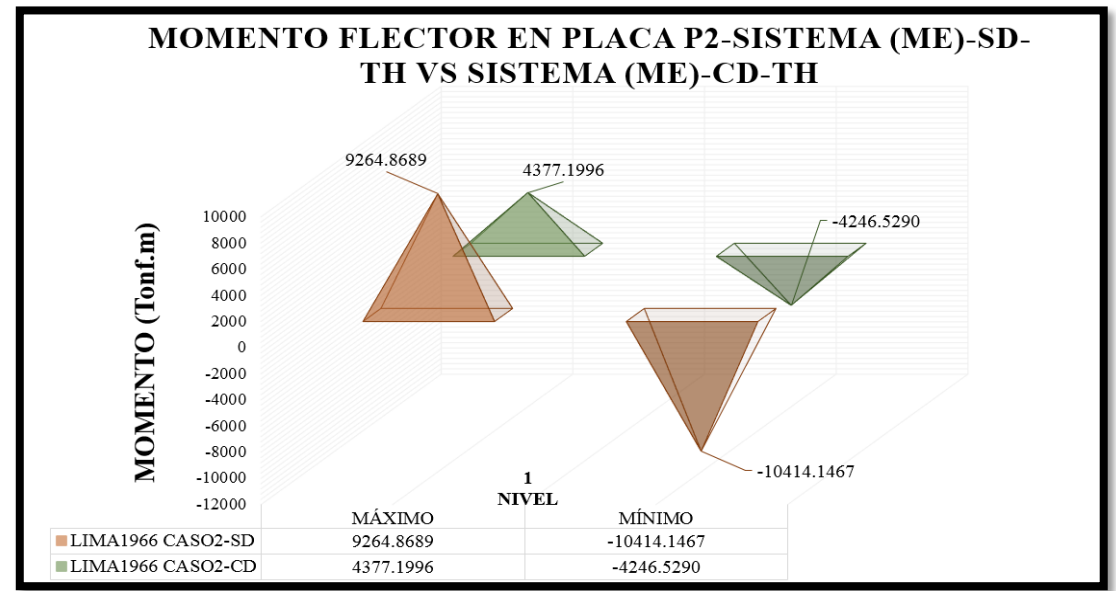


Figura 144. Momento flector (máximo y mínimo) en placa con y sin disipadores.  
Fuente: Propia.

Se observa la gran reducción de esfuerzos que se logra dar en los elementos principales de la edificación reduciendo la posibilidad de la aparición de las rotulas plasticas, dando así también la posibilidad de poder reducir las secciones de los elementos estructurales.

## 4.12. Diseño de concreto armado

### 4.12.1. Diseño de viga

#### Interpretacion de momentos máximos del software Etabs v 16.2.1

Para el analisis estructural y diseño de las vigas con fines de ejemplo se selecciona la viga que presenta el mayor momento máximo en la estructura bajo la combinacion de la envolvente la cual es proporcionado por el software Etabs, la viga de diseño se encuentra situada en el eje 5 entre las placas del 5to piso teniendo de label 276.

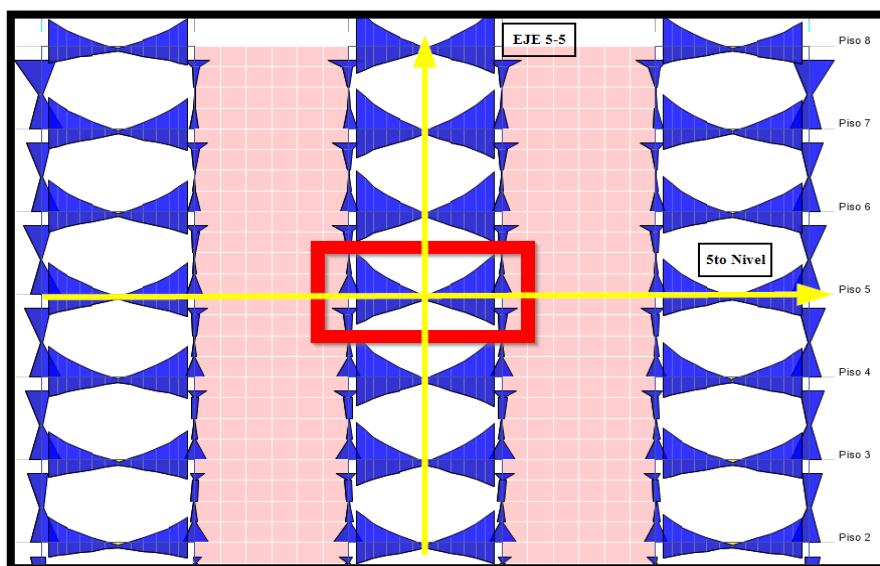


Figura 145. Esquema de la viga a diseñar ubicada en el Eje 5-5 entre las placas del 5to piso.

Fuente: Propia.

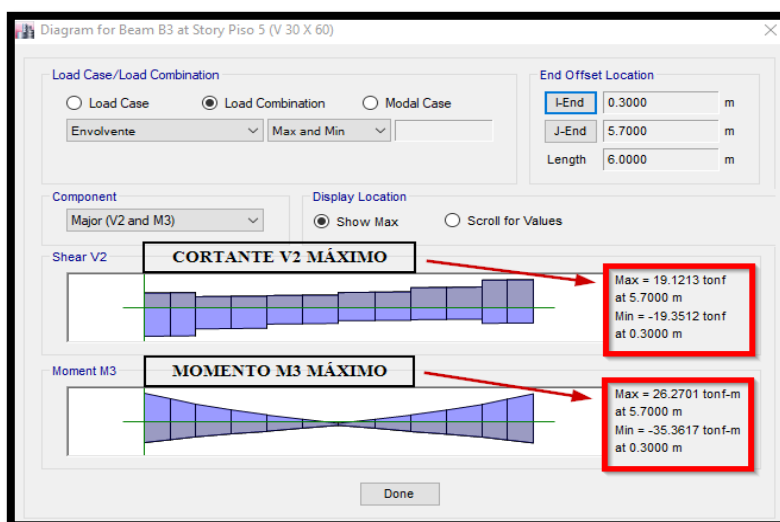


Figura 146. Envolvente de momentos flectores y fuerzas cortante para la viga a diseñar.

Fuente: Propia.

Datos:

- $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $h = 60 \text{ cm}$
- $b = 30 \text{ cm}$
- $Es = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

- **Diseño por flexion del momento máximo negativo en los apoyos**

**Mu<sub>max</sub> (-):**

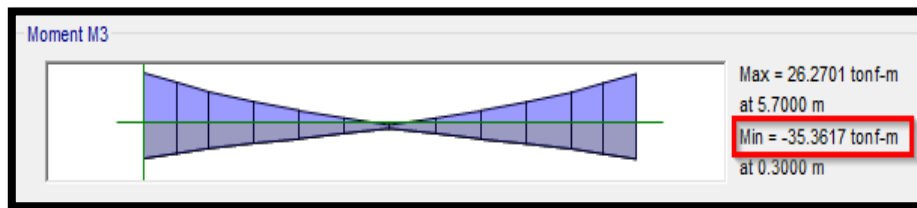


Figura 147. Momento flector máximo negativo en la sección del primer apoyo superior.

Fuente: Propia.

Del grafico se extrae el momento:

$$Mu = -35.3617 \text{ Ton. m}$$

Determinacion del peralte efectivo en la zona de traccion:

$$d = 60 - 6 = 54 \text{ cm}$$

Verificacion del requerimiento de refuerzo en compresion:

La cuantia balanceada es de:

$$\rho_b = 0.85 \times \frac{F'c}{Fy} \times \beta_1 \times \left( \frac{6000}{6000 + Fy} \right)$$

$$\rho_b = 0.85 \times \frac{210}{4200} \times 0.85 \times \left( \frac{6000}{6000 + 4200} \right)$$

$$\rho_b = 0.02125$$

La cuantía máxima para zonas sísmicas es:

$$\rho_{max} = 0.50 \times \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.50 \times 0.02125$$

$$\rho_{max} = 0.01062$$

Se tomara el  $\rho_{max}$  para zonas sismicas, con la finalidad de encontrar el momento máximo que puede ser resistido de una viga seccion rectangular reforzada solo a traccion.

$$A_{s\ max} = \rho_{max} \times b \times d$$

$$A_{s\ max} = 0.010625 \times 30 \times 54$$

$$A_{s\ max} = 17.21\ cm^2$$

Cálculo de la altura del bloque equivalente de compresiones

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 F'_c b}$$

$$a = \frac{17.21 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30}$$

$$a = 13.50\ cm$$

Cálculo del momento máximo resistente de la viga reforzado solo a tracción:

$$M_{u\ max} = \phi A_s F_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{u\ max} = 0.9 \times 17.21 \times 4200 \left( 54 - \frac{13.50}{2} \right)$$

$$M_{u\ max} = 30.74\ Ton.m$$

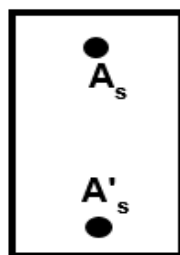
$$30.74\ Ton.m < 35.36\ Ton.m$$

Por lo tanto, no es suficiente con solo reforzar la sección a tracción para resistir el momento actuante, es necesario emplear acero en compresión.

Siendo así:

$$A_{s\ max} = A_{s1}$$

$$M_{u\ max} = M_{u1}$$



*Figura 148.* Simbología de áreas de acero para un momento actuante negativo de sección doblemente reforzada.

Fuente: Propia.

Peralte efectivo en la zona de compresion:  $d' = 6$

Cálculo de momento flector que será resistido por el acero adicional en tracción y compresión:

$$M_{u2} = M_u - M_{u1}$$

$$M_{u2} = 35.36 - 30.74$$

$$M_{u2} = 4.62 \text{ Ton. m}$$

Cálculo de acero adicional a tracción:

$$A_{s2} = \frac{M_{u2}}{\phi F_y (d - d')}$$

$$A_{s2} = \frac{4.62 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (54 - 6)}$$

$$A_{s2} = 2.55 \text{ cm}$$

Cálculo de acero adicional a tracción para una viga doblemente reforzada es:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_s = 17.21 + 2.55$$

$$A_s = 19.76 \text{ cm}^2$$

Por condiciones de ductilidad el acero adicional a tracción deberá ser máximo el 50% para el refuerzo en compresión:

$$A_{s2} \leq 0.50 A_{s'}$$

$$A_{s'} = \frac{2.55}{0.50}$$

$$A_{s'} = 5.1 \text{ cm}^2$$

- **Diseño por flexion del momento máximo positivo en los apoyos**  
**Mu<sub>max</sub> (+):**

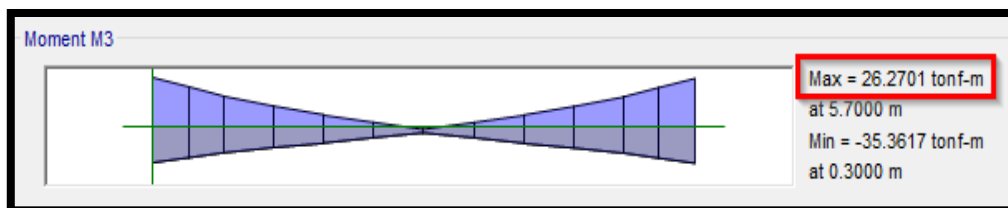


Figura 149. Momento flector máximo positivo en la sección del segundo apoyo inferior.

Fuente: Propia.

Del grafico se extrae el momento:

$$M_u = 26.2701 \text{ Ton.m}$$

Determinacion del peralte efectivo en la zona de traccion:

$$d = 60 - 6 = 54 \text{ cm}$$

Verificacion del requerimiento de refuerzo en compresion:

La cuantia balanceada es de:

$$\begin{aligned}\rho_b &= 0.85 \times \frac{F'_c}{F_y} \times \beta_1 \times \left( \frac{6000}{6000 + F_y} \right) \\ \rho_b &= 0.85 \times \frac{210}{4200} \times 0.85 \times \left( \frac{6000}{6000 + 4200} \right) \\ \rho_b &= 0.02125\end{aligned}$$

La cuantía máxima para zonas sísmicas es:

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0.50 \times \rho_b \\ \rho_{max} &= 0.50 \times 0.02125 \\ \rho_{max} &= 0.01062\end{aligned}$$

Se tomara el  $\rho_{max}$  para zonas sismicas, con la finalidad de encontrar el momento máximo que puede ser resistido de una viga seccion rectangular reforzada solo a traccion.

$$\begin{aligned}A_{s_{max}} &= \rho_{max} \times b \times d \\ A_{s_{max}} &= 0.010625 \times 30 \times 54 \\ A_{s_{max}} &= 17.21 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Cálculo de la altura del bloque equivalente de compresiones

$$\begin{aligned}a &= \frac{A_s F_y}{0.85 F'_c b} \\ a &= \frac{17.21 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30} \\ a &= 13.50 \text{ cm}\end{aligned}$$

Cálculo del momento máximo resistente de la viga reforzado solo a tracción:

$$\begin{aligned}M_u &= \phi A_s F_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ M_u &= 0.9 \times 17.21 \times 4200 \left( 54 - \frac{13.50}{2} \right) \\ M_u &= 30.74 \text{ Ton.m} \\ 26.2701 \text{ Ton.m} &< 30.74 \text{ Ton.m}\end{aligned}$$



Por lo tanto, es suficiente con solo reforzar la sección a tracción para resistir el momento actuante.



*Figura 150.* Simbología del área de acero para un momento actuante positivo de sección simplemente reforzada.

Fuente: Propia.

Ecuación del momento último:

$$M_u = \phi F'_c b d^2 \omega (1 - 0.59\omega)$$

Despejando la ecuación a la cuantía de refuerzo:

$$\omega = 1.51744472$$

$$\omega = 0.177470534$$

Se toma el menor valor del índice de refuerzo:

$$\omega = 0.17747$$

Cálculo de la cuantía de refuerzo:

$$\rho = \omega \frac{F'_c}{F_y}$$

$$\rho = 0.17747 \times \frac{210}{4200}$$

$$\rho = 0.00887353$$

Cálculo de área de acero requerido:

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00887353 \times 30 \times 54$$

$$A_s = 14.38 \text{ cm}^2$$

- Diseño por flexion del momento máximo central  $M_{u_{max}}$  (+):

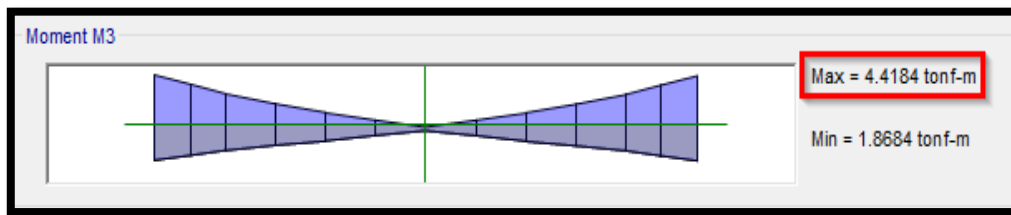


Figura 151. Momento flector máximo positivo en la sección central.  
Fuente: Propia.

Ecuacion del momento ultimo:

$$M_u = \phi F' c b d^2 \omega (1 - 0.59 \omega)$$

Despejando la ecuacion a la cuantía de refuerzo:

$$\omega = 1.667756503$$

$$\omega = 0.027158751$$

Se toma el menor valor del índice de refuerzo:

$$\omega = 0.02716$$

Cálculo de la cuantía de refuerzo:

$$\rho = \omega \frac{F' c}{F_y}$$

$$\rho = 0.02716 \times \frac{210}{4200}$$

$$\rho = 0.00135$$

Cálculo de área de acero requerido:

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00135 \times 30 \times 54$$

$$A_s = 2.199 \text{ cm}^2$$

Verificación del acero mínimo:

$$A_{s \min} = \frac{0.7 \sqrt{F' c}}{F_y} b d$$

$$A_{s \min} = \frac{0.7 \sqrt{210}}{4200} \times 30 \times 54$$

$$A_{s \min} = 3.91 \text{ cm}^2$$

### Área de refuerzo requerido en el tramo:

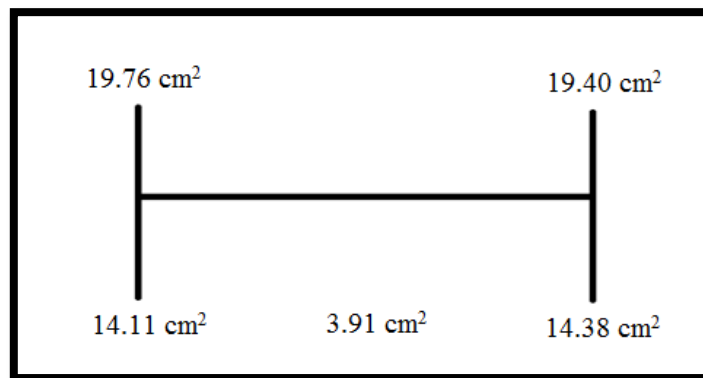


Figura 152. Área de refuerzo requerido en la viga de diseño.  
Fuente: Propia.

### Cálculo del área de refuerzo con el software Etabs:

20.32	5.42	19.87
14.10	6.27	14.37

Figura 153. Área de refuerzo en la viga de diseño por el software Etabs.  
Fuente: Propia.

### Comparación del cálculo de acero manual con el software Etabs:

Tabla 112. Comparación del área de acero calculado manualmente vs Etabs.

As ( $\text{cm}^2$ )	Primer apoyo Superior (-)	Primer apoyo Superior (-)
Manual	19.76	14.375
Etabs	20.32	14.37

### Distribución del acero longitudinal:

La E.060 indicó por disposiciones especiales para el diseño sísmico, que debe existir refuerzo continuo, constituido por 2 varillas de acero tanto en la cara superior como en la inferior, se dispone de 2 Ø1" a lo largo de la viga en la cara superior e inferior y en los apoyos de los extremos se dispone de bastones tal cual como se muestra en la siguiente figura:

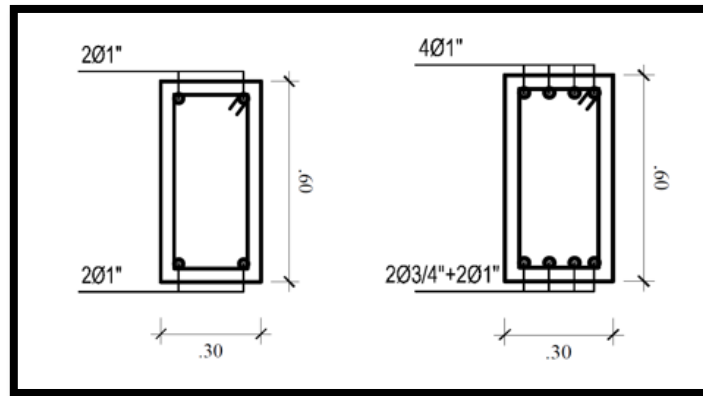


Figura 154. Distribución del refuerzo longitudinal a lo largo de la viga y en los apoyos de la viga de diseño.  
Fuente: Propia.

### Corte del refuerzo longitudinal:

Ya que se dispondrá de bastones en los extremos de la viga es necesario conocer el punto teórico de corte además de acuerdo a las disposiciones que brinda la E.060 la cual se muestran detalladamente en el siguiente esquema:

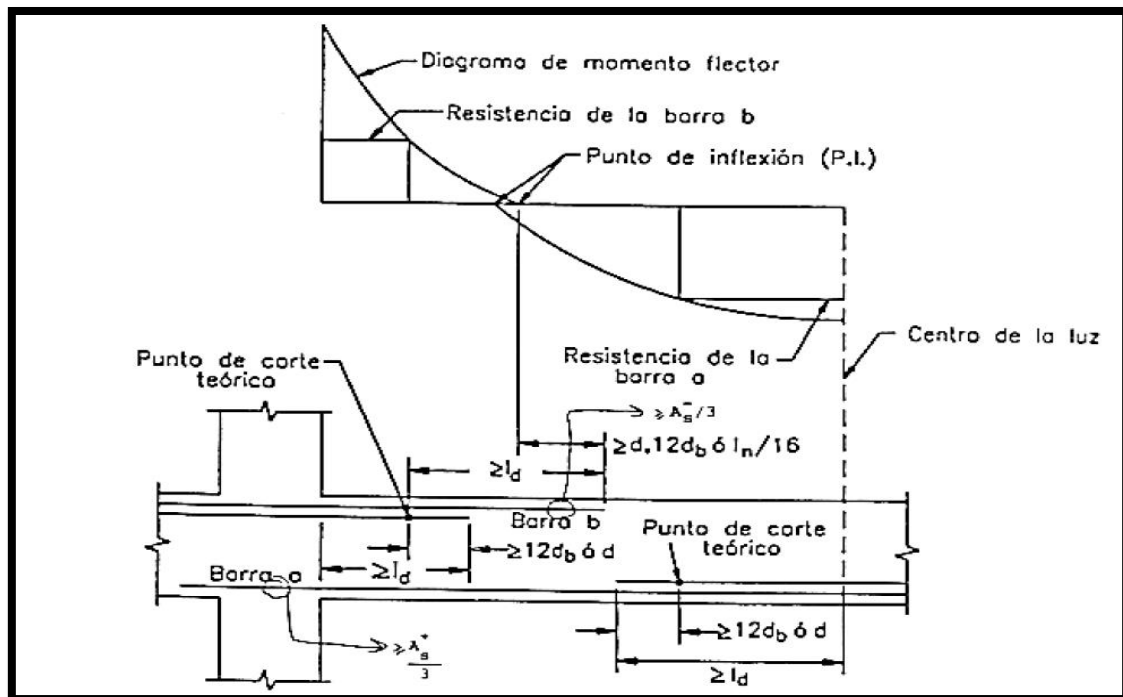


Figura 155. Cortado del refuerzo longitudinal en elementos sometidos a flexión.  
Fuente: "Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado", A. Blanco, 1997, p. 179.

**Cálculo del momento resistente por los bastones de refuerzo de (2Ø1"):**

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 F'_c b}$$

$$a = \frac{10.14 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30}$$

$$a = 7.65 \text{ cm}$$

$$M_r = \phi A_s F_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_r = 0.9 \times 10.14 \times 4200 \left( 54 - \frac{7.65}{2} \right)$$

$$M_r = 19.17 \text{ Ton. m}$$

**Cálculo de la longitud a la que se encuentra el momento resistente por los refuerzos (2Ø1"):**

$$L = 0.89 \text{ m}$$

**Longitud de desarrollo:**

Tabla 113. *Longitudes de desarrollo del acero en tracción y compresión sin gancho.*

<b>Ld del acero en tracción y compresión</b>		
$\emptyset$	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	
	Ls (m)	Li (m)
8 mm	0.37	0.30
3/8"	0.45	0.35
12 mm	0.55	0.43
1/2"	0.60	0.40
5/8"	0.75	0.50
3/4"	0.90	0.70
1 "	1.45	1.15
1 3/8"	2.00	1.55

Fuente: "Diseño Sismorresistente de edificaciones de concreto armado", R. R. Oviedo, 2016, p. 309.

Se opta por un  $L_d = 1.45$  , por disponer de varillas de 1" y un  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

**Longitud del bastón:**

$$L_{\text{bastón}} = L + L_d$$

$$L_{\text{bastón}} = 0.89 \text{ m} + 1.45 \text{ m} = 2.35 \text{ m}$$

Adicionalmente la norma E.060 brinda requerimientos por disposiciones especiales para el diseño sísmico para elementos sometidos a flexión por con la finalidad de que la estructura tenga un comportamiento dúctil, las disposiciones para el diseño sísmico se muestran de forma esquematizada en la siguiente figura:

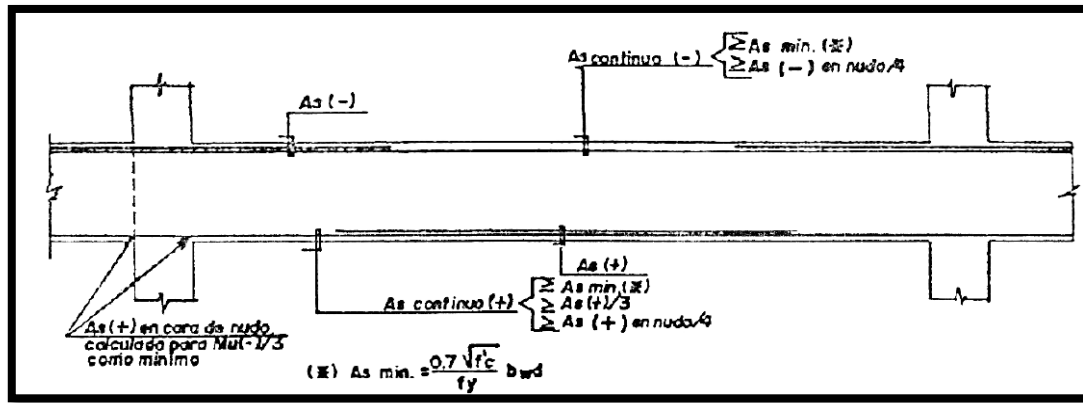


Figura 156. Disposiciones especiales para el diseño sísmico en elementos sometidos a flexión (vigas).

Fuente: "Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado", A. Blanco, 1997, p. 180.

De la distribución del acero longitudinal se tiene lo siguiente:

$$A_s^{(-)} = 4\emptyset 1" = 20.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ continuo}}^{(-)} = 2\emptyset 1" = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{(+)} = 2\emptyset 3/4" + 2\emptyset 1" = 15.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ continuo}}^{(+)} = 2\emptyset 1" = 10.14 \text{ cm}^2$$

Comprobación de los requerimientos por la norma E.060:

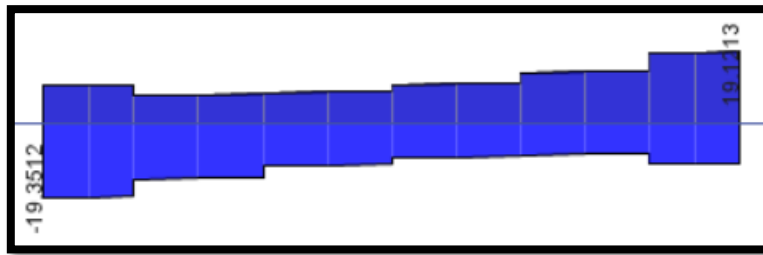
$$A_{s \text{ continuo}}^{(-)} = 2\emptyset 1" = 10.14 \text{ cm}^2 \geq \begin{cases} A_{s \text{ min}} = 3.91 \text{ cm}^2 \\ \frac{A_s \text{ nudo}^{(-)}}{4} = \frac{20.28 \text{ cm}^2}{4} = 5.07 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{s \text{ continuo}}^{(+)} = 2\emptyset 1" = 10.14 \text{ cm}^2 \geq \begin{cases} A_{s \text{ min}} = 3.91 \text{ cm}^2 \\ \frac{A_s^{(+)}}{3} = \frac{15.84 \text{ cm}^2}{3} = 5.28 \text{ cm}^2 \\ \frac{A_s \text{ nudo}^{(+)}}{4} = \frac{20.28 \text{ cm}^2}{4} = 5.07 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{s \text{ cara del nudo}}^{(+)} = 2\emptyset 3/4" + 2\emptyset = 15.84 \text{ cm}^2 \geq \left\{ \frac{A_s^{(-)}}{3} = \frac{20.28 \text{ cm}^2}{3} = 6.76 \text{ cm}^2 \right.$$

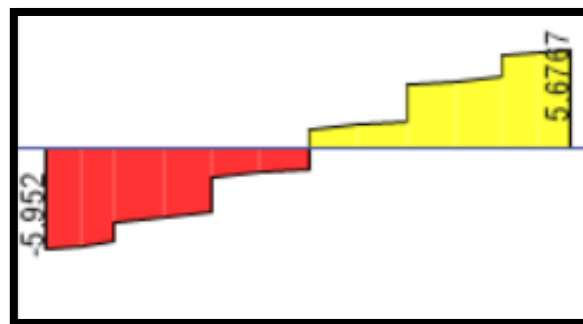
Se aprecia que se logra cumplir con los requerimientos por la norma E.060.

- **Diseño por corte:**



*Figura 157. Envolvente de Fuerzas cortante para la viga a diseñar.*  
Fuente: Propia.

Se extrae la fuerza cortante máxima por la envolvente siendo de valor 19.35 Ton



*Figura 158. Fuerza cortante por el combo  $W_u = 1.25 (W_m + W_v)$  para la viga a diseñar.*  
Fuente: Propia.

Se extrae la fuerza cortante máxima por el combo  $W_u = 1.25 (W_m + W_v)$  siendo de valor 5.95 Ton la cual será el cortante isostático.

Cálculo momentos resistentes en los apoyos:

Teniendo la distribución de acero en los apoyos es posible encontrar los momentos nominales.

Apoyo Izquierdo:

$$A_s^{(-)} = 20.28 \text{ cm}^2 \rightarrow M_u^{(-)} = 35.30 \text{ Ton.m} = M_n^{(-)} = 39.22 \text{ Ton.m}$$

$$A_s^{(+)} = 15.84 \text{ cm}^2 \rightarrow M_u^{(+)} = 28.61 \text{ Ton.m} = M_n^{(+)} = 31.79 \text{ Ton.m}$$

Apoyo Derecho:

$$A_s^{(-)} = 20.28 \text{ cm}^2 \rightarrow M_u^{(-)} = 35.30 \text{ Ton.m} = M_n^{(-)} = 39.22 \text{ Ton.m}$$

$$A_s^{(+)} = 15.84 \text{ cm}^2 \rightarrow M_u^{(+)} = 28.61 \text{ Ton.m} = M_n^{(+)} = 31.79 \text{ Ton.m}$$

### Cálculo de Cortantes por capacidad de lo momentos nominales:

$$V_n = \left( \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n} \right)$$
$$V_n = \left( \frac{39.22 + 31.79}{5.40} \right)$$
$$V_n = 13.15 \text{ Ton}$$

Se conoce que la cortante isostática es:

$$V_{isost} = 5.95 \text{ Ton}$$

Suma del cortante asociado al momento nominal con la cortante isostática:

$$V_u = 5.95 + 13.15 = 19.10 \text{ Ton}$$

$$V_u = 5.95 - 13.15 = -7.20 \text{ Ton}$$

De acuerdo a la norma E.060 explicó que la fuerza cortante de diseño ( $V_u$ ) no deberá ser menor que el menor valor obtenido de la suma del cortante asociado al momento nominal del elemento en cada extremo restringido de la luz libre con la cortante isostática, y del cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga con un factor de 2.5 amplificado para los valores de sismo.

Se aprecia que la cortante de mayor valor está dada por la envolvente, por lo tanto, la cortante de diseño ( $V_u$ ) será 19.35 Ton.

### Resistencia nominal:

$$\phi = 0.85 \text{ (Cortante)}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$
$$V_n = \left( \frac{V_u}{\phi} \right)$$
$$V_n = \left( \frac{19.35}{0.85} \right)$$
$$V_n = 22.77 \text{ Ton}$$

### Resistencia al corte aportado por el concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{F'_c} b_w d$$
$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 54$$
$$V_c = 12.44 \text{ Ton}$$



**Resistencia al corte aportado por el acero:**

$$V_s = (V_n - V_c)$$

$$V_s = 22.77 - 12.44$$

$$V_s = 10.32 \text{ Ton}$$

**Verificación del refuerzo por cortante:**

$$V_s \leq 2.1\sqrt{F'c} b_w d$$

$$10.32 \text{ Ton} \leq 2.1 \times \sqrt{210} \times 30 \times 54$$

$$10.32 \text{ Ton} \leq 49.30 \text{ Ton (OK)}$$

**Área de acero transversal – Estribos:**

Se considera dos ramas de área de refuerzo por cortante.

$$A_v \text{ } \emptyset 3/8'' = 1.42 \text{ cm}^2$$

**Espaciamiento del acero transversal:**

$$S = \frac{A_v F_y d}{V_s}$$

$$S = \frac{1.42 \times 4200 \times 54}{10.32 \times 1000} = 31.2 \text{ cm}$$

**Verificación del espaciamiento por disposiciones especiales para el diseño sísmico:**

Se toma el menor valor de espaciamiento para la distribución del acero transversal en la longitud de confinamiento de las siguientes expresiones:

$$S \leq \frac{d}{4} = \frac{54}{4} = 13.5 \text{ cm}$$

$$S \leq 8db_{long \text{ menor}} = 8 \times 1.905 \text{ cm} = 15.2 \text{ cm}$$

$$S \leq 24db_{est} = 24 \times 0.9525 \text{ cm} = 22.9 \text{ cm}$$

$$S \leq 30\text{cm} = 30 \text{ cm}$$

Se logra observar que el espaciamiento requerido es mayor a los espaciamientos por disposiciones especiales para el diseño sísmico, por lo tanto, Usar "S" = 0.10 m

**Longitud de confinamiento:**

La longitud de confinamiento comienza a 5 cm de la cara del apoyo.

$$L_c = 2H$$

$$L_c = 2 \times 0.60 \text{ m}$$

$$L_c = 1.20 \text{ m}$$

**Número de estribos en la longitud de confinamiento:**

$$n^{\circ} = \frac{L_c}{S_{diseño}}$$

$$n^{\circ} = \frac{1.20 \text{ m}}{0.10 \text{ m}}$$

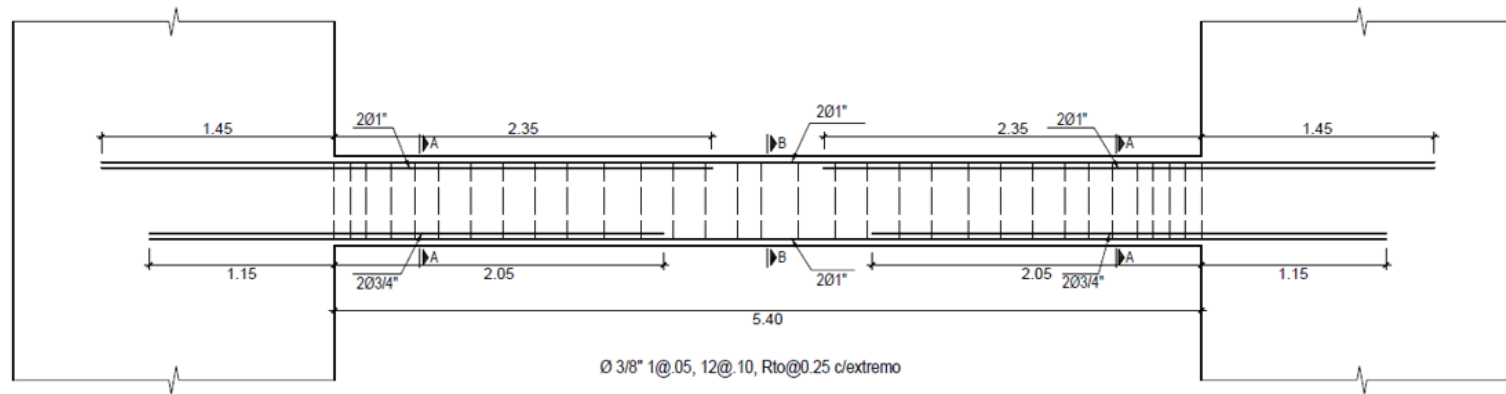
$$n^{\circ} = 12 \text{ und}$$

Por presentarse una cortante de valor 10.56 Ton en la zona central de la viga la cual es de pequeña magnitud, no resulta necesario verificarlo por cortante, a su vez la norma E.060 indicó que la longitud fuera de la zona de confinamiento podrá colocarse estribos a no más de  $d/2$ .

$$S_{central} = \left(\frac{d}{2}\right) = \left(\frac{0.54}{2}\right) = 0.27 \text{ m} \approx 0.25 \text{ m}$$

La distribución de estribos será la siguiente:

**Est. Ø3/8": 1 @ 0.05, 12 @ 0.10, Rto @ 0.25 c/e**



TIPO	CORTE A-A VP (0.30x0.60)	CORTE B-B VP (0.30x0.60)
DIMENSION	<p>4Ø1"</p> <p>2Ø3/4"+2Ø1"</p> <p>.30</p> <p>ESC: 1/25</p>	<p>2Ø1"</p> <p>2Ø1"</p> <p>.30</p> <p>ESC: 1/25</p>
ESTRIBOS	Ø 3/8" 1@.05, 12@.10 Rto@0.25 c/extremo	Ø 3/8" 1@.05, 12@.10 Rto@0.25 c/extremo

*Figura 159.* Diseño final del refuerzo de la viga.  
Fuente: Propia.

#### 4.12.2. Diseño de columna

Las columnas se encuentran sometidas a flexocompresión y serán diseñadas por flexocompresión uniaxial y biaxial, a su vez serán diseñadas para tener un comportamiento dúctil ante una eventualidad sísmica al igual que el resto de los elementos estructurales, para ello se escogió la columna central del primer nivel ya que son las que reciben mayor carga axial ubicada en el eje 4.

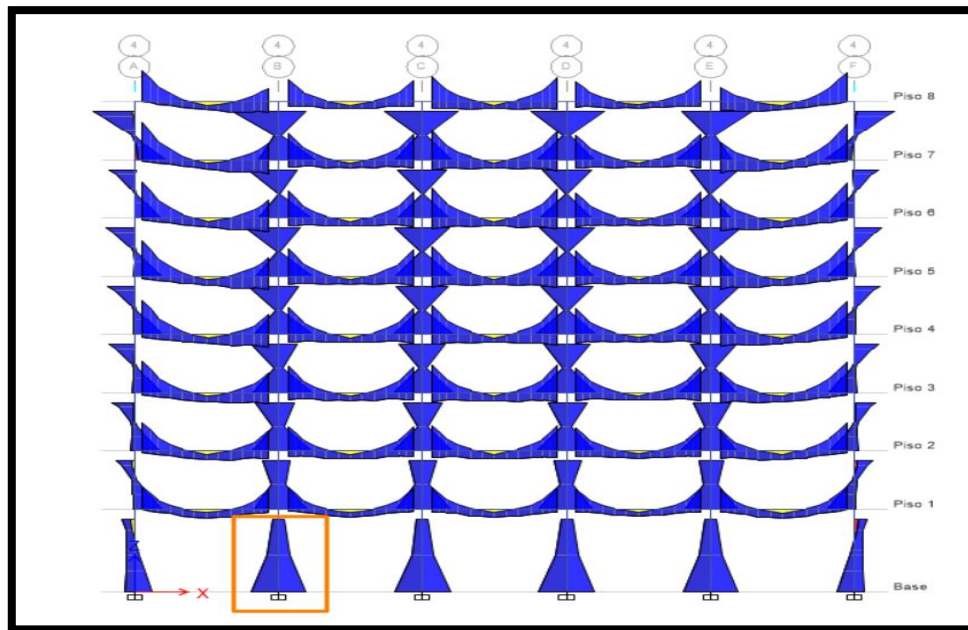


Figura 160. Esquema de la columna a diseñar ubicada en el Eje 4 del 1er piso.

Fuente: Propia.

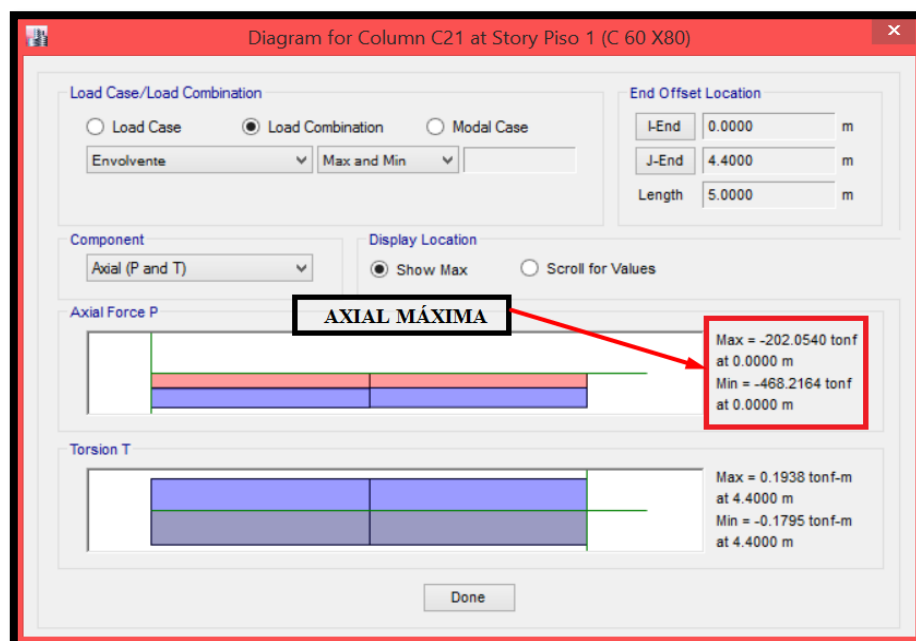


Figura 161. Envoltura de fuerza axial y torsión para la columna a diseñar.

Fuente: Propia.

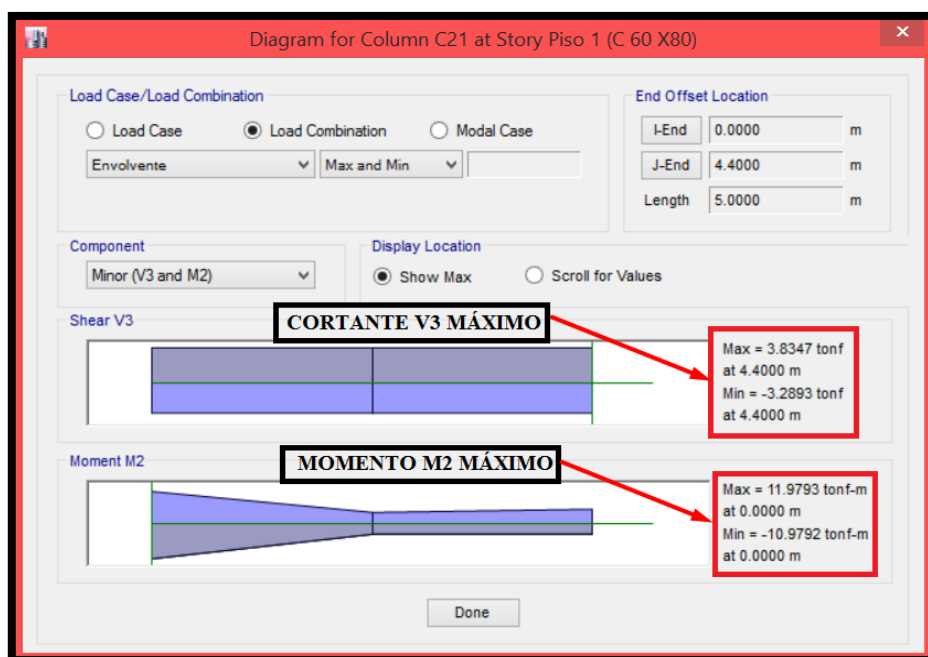


Figura 162. Envolvente de momentos flectores y fuerzas cortante para la columna a diseñar.

Fuente: Propia.

### Verificación de pórticos arriostrados y no arriostrados

La norma peruana E.060 indica que si el índice de estabilidad “Q” del entrepiso es menor o igual a 0.06, se considera que la estructura esta arriostrada:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u L_c}$$

$$Q = \frac{468.22 \times 0.002113}{4.64 \times 3.50}$$

$$Q = 0.0609 > 0.06$$

Por lo tanto, el elemento no se encuentra arriostrada lateralmente.

### Verificación del efecto de esbeltez para columnas de pórticos con desplazamiento lateral o no arriostradas

El efecto de esbeltez no será tomado en cuenta si se cumple lo siguiente:

$$\frac{kL_u}{r} \leq 22$$

$$\frac{1 \times 3.50}{0.3 \times 0.80} \leq 22$$

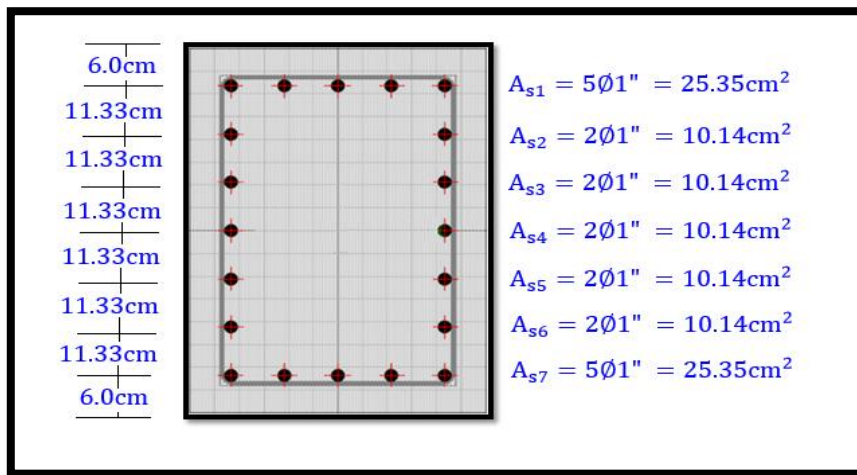
$$14.58 \leq 22 \text{ (OK)}$$

Por consiguiente, no se considera efecto de esbeltez.

- **Diseño de columna sometida a flexocompresión – uniaxial**

Datos:

- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $h = 60 \text{ cm}$
- $b = 80 \text{ cm}$
- $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
- $r = 6 \text{ cm}$



*Figura 163. Columna a diseñar en dirección de análisis Y.*  
Fuente: Propia.

Se debe cumplir con el espaciamiento mínimo entre las barras longitudinales requerido por la E.060 a elementos sometidos a compresión.

$$S \geq 1.5db_{longt} = 1.5 \times 2.54 = 3.81 \text{ cm}$$

$$S \geq 4 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el espaciamiento entre barras longitudinales cumple con lo mínimo requerido.

Se optó por 20 Ø 1" (101.40 cm<sup>2</sup>) distribuidos en la columna, con la cual se calcula la cuantía:

$$\rho_t = \frac{A_{St}}{b \times h} = \frac{101.40}{60 \times 80} = 0.021125$$

Se aprecia que la cuantía es mayor al 1% y menor al 6% cumpliendo así con lo que indica la E.060.

A modo de ejemplo se diseñará la columna para lo cual se evalúa la dirección Y, a su vez se aprecia que la dirección más crítica es la dirección X ante un análisis por flexo compresión, por consiguiente, se procede con el cálculo:

La deformación de fluencia del acero es:

$$\epsilon_y = \frac{F_y}{E_s} = \frac{4200}{2000000} = 0.0021$$

La deformación máxima permitida del concreto es:

$$\epsilon_c = 0.003$$

Cualquier deformación unitaria en el acero que sea inferior a la deformación de fluencia ( $\epsilon_s < \epsilon_y$ ), fija esfuerzos en el acero que se pueden calcularse mediante:

$$F_s = \epsilon_s E_s$$

Cualquier deformación unitaria en el acero que resulte mayor a la deformación de fluencia ( $\epsilon_s > \epsilon_y$ ) precisa un esfuerzo en el acero igual al esfuerzo de fluencia:

$$F_s = F_y$$

Dirección Y – Y  $\rightarrow h = 80\text{cm}; b = 60\text{cm}$

**Centroide plástico:**

$$Y_0 = \frac{A_g 0.85 F' c h / 2 + (A_{s1} d_1 + A_{s2} d_2 + A_{s3} d_3 + A_{s4} d_4 + A_{s5} d_5 + A_{s6} d_6 + A_{s7} d_7) f_y}{A_g 0.85 F' c + A_{st} f_y}$$

$$Y_0 = \frac{51302941.20}{4800 \times 0.85 \times 210 + 101.40 \times 4200}$$

$$Y_g = 40\text{cm}$$

**Punto A (Compresión pura):**

Cuando la aplicación de la fuerza axial es el centroide de la sección bruta este tendrá excentricidad nula, entonces la columna se encuentra sometida a compresión pura.

$$P_n = [0.85 \times F' c \times (A_g - A_{st}) + A_{st} \times f_y]$$

$$P_n = [0.85 \times 210 \times (4800 - 101.40) + 101.4 \times 4200]$$

$$P_n = 1264.58 \text{ Ton}$$

Excentricidad: La excentricidad es nula ya que la columna se encuentra sometida a compresión pura.

$$e = 0$$

Cálculo del momento flector nominal:

$$M_n = P_n \times e$$

$$M_n = 1264.58 \times 0.00$$

$$M_n = 0.00 \text{ Ton. m}$$

**Punto B (Zona de falla dúctil): ( $C < C_b$ )**

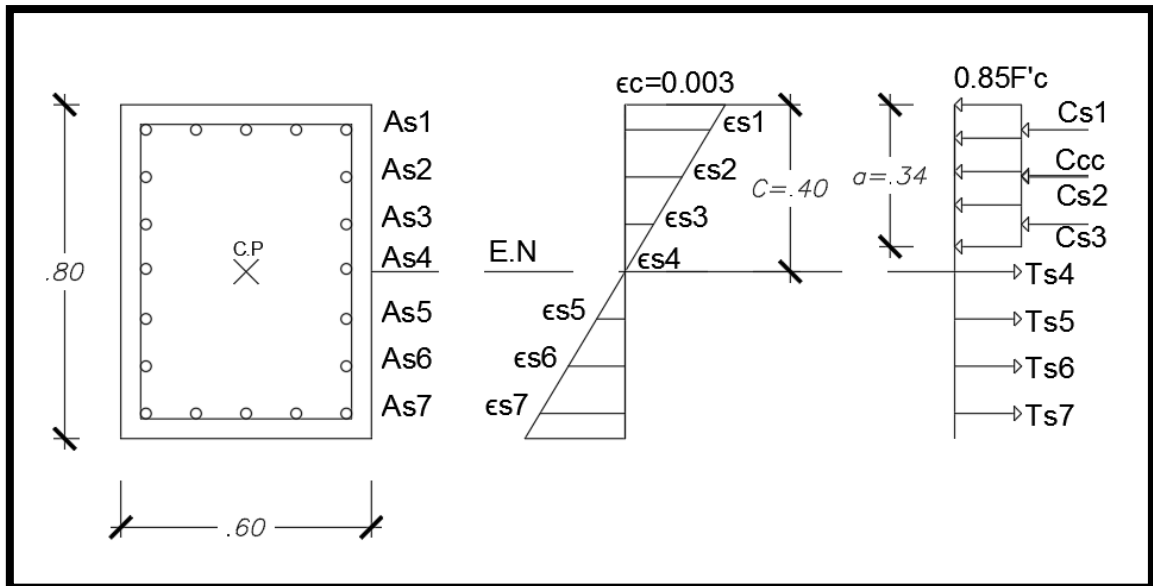


Figura 164. Diagramas de deformaciones y esfuerzos por falla dúctil.  
Fuente: Propia.

$$c = 40.00 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85 \times 40 = 34 \text{ cm}$$

Cálculo de las deformaciones unitarias del acero:

$$\epsilon_{s1} = \epsilon_c \times \left( \frac{c - d_1}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{40 - 6}{60} \right) = 0.00255 > 0.002$$

$$\epsilon_{s2} = \epsilon_c \times \left( \frac{c - d_2}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{40 - 17.33}{60} \right) = 0.001700 < 0.002$$

$$\epsilon_{s3} = \epsilon_c \times \left( \frac{c - d_3}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{40 - 28.66}{60} \right) = 0.000850 < 0.002$$

$$\epsilon_{s4} = \epsilon_c \times \left( \frac{c - d_4}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{40 - 39.99}{60} \right) = 0.00000075 < 0.002$$



$$\varepsilon_{s5} = \varepsilon_c \times \left( \frac{d_5 - c}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{51.32 - 60}{60} \right) = 0.000849 < 0.002$$

$$\varepsilon_{s6} = \varepsilon_c \times \left( \frac{d_6 - c}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{62.65 - 60}{60} \right) = 0.001698 < 0.002$$

$$\varepsilon_{s7} = \varepsilon_c \times \left( \frac{d_7 - c}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{73.98 - 60}{60} \right) = 0.002548 > 0.002$$

Cálculo de los esfuerzos del acero:

$$f_{s1} = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = \varepsilon_{s2} \times E_s = 0.001700 \times 2 \times 10^6 = 3400.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s3} = \varepsilon_{s3} \times E_s = 0.000850 \times 2 \times 10^6 = 1701 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s4} = \varepsilon_{s4} \times E_s = 0.00000075 \times 2 \times 10^6 = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s5} = \varepsilon_{s5} \times E_s = 0.000849 \times 2 \times 10^6 = 1698 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s6} = \varepsilon_{s6} \times E_s = 0.001698 \times 2 \times 10^6 = 3397.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s7} = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de las fuerzas en el acero:

$$C_{s1} = f_{s1} \times A_{s1} = 4200 \times 25.35 = 106470 \text{ kg} = 106.47 \text{ Ton}$$

$$C_{s2} = f_{s2} \times A_{s2} = 3400.50 \times 10.14 = 34481.07 \text{ kg} = 34.48 \text{ Ton}$$

$$C_{s3} = f_{s3} \times A_{s3} = 1701 \times 10.14 = 17248.14 \text{ kg} = 17.25 \text{ Ton}$$

$$T_{s4} = f_{s4} \times A_{s4} = 1.50 \times 10.14 = 15.21 \text{ kg} = 0.015 \text{ Ton}$$

$$T_{s5} = f_{s5} \times A_{s5} = 1698 \times 10.14 = 17217.72 \text{ kg} = 17.22 \text{ Ton}$$

$$T_{s6} = f_{s6} \times A_{s6} = 3397.50 \times 10.14 = 34450.65 \text{ kg} = 34.45 \text{ Ton}$$

$$T_{s7} = f_{s7} \times A_{s7} = 4200 \times 25.35 = 106470 \text{ kg} = 106.47 \text{ Ton}$$

Cálculo de la fuerza de compresión en el concreto:

$$C_{cc} = 0.85 f'_c b a$$

$$C_{cc} = 0.85 \times 210 \times 60 \times 34 = 364140 \text{ kg} = 364.14 \text{ Ton}$$

Cálculo de la carga axial nominal:

$$P_n = C_{s1} + C_{s2} + C_{s3} - T_{s4} - T_{s5} - T_{s6} - T_{s7} + C_{cc}$$

$$P_n = 106.47 + 34.48 + 17.25 - 0.015 - 17.22 - 34.45 - 106.47 + 364.14$$

$$P_n = 364.19 \text{ Ton}$$

Cálculo del momento flector nominal respecto al centro plástico:

$$M_n = C_{s1} \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + C_{s2} \left( \frac{h}{2} - d_2 \right) + C_{s3} \left( \frac{h}{2} - d_3 \right) + T_{s4} \left( d_4 - \frac{h}{2} \right) + T_{s5} \left( d_5 - \frac{h}{2} \right) \\ + T_{s6} \left( d_6 - \frac{h}{2} \right) + T_{s7} \left( d_7 - \frac{h}{2} \right) + C_{cc} \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 106.47 \left( \frac{80}{2} - 6 \right) + 34.48 \left( \frac{80}{2} - 17.33 \right) + 17.25 \left( \frac{80}{2} - 28.66 \right) \\ + 0.015 \left( 39.99 - \frac{80}{2} \right) + 17.22 \left( 51.32 - \frac{80}{2} \right) + 34.45 \left( 65.65 - \frac{80}{2} \right) \\ + 106.47 \left( 73.98 - \frac{80}{2} \right) + 364.14 \left( \frac{80}{2} - \frac{36.99}{2} \right)$$

$$M_n = 3619.98 + 781.69 + 195.59 + 0 + 194.9 + 780.31 + 3617.85 + 8375.22$$

$$M_n = 175.66 \text{ Ton.m}$$

**Punto C (Falla balanceada): ( $C_b$ )**

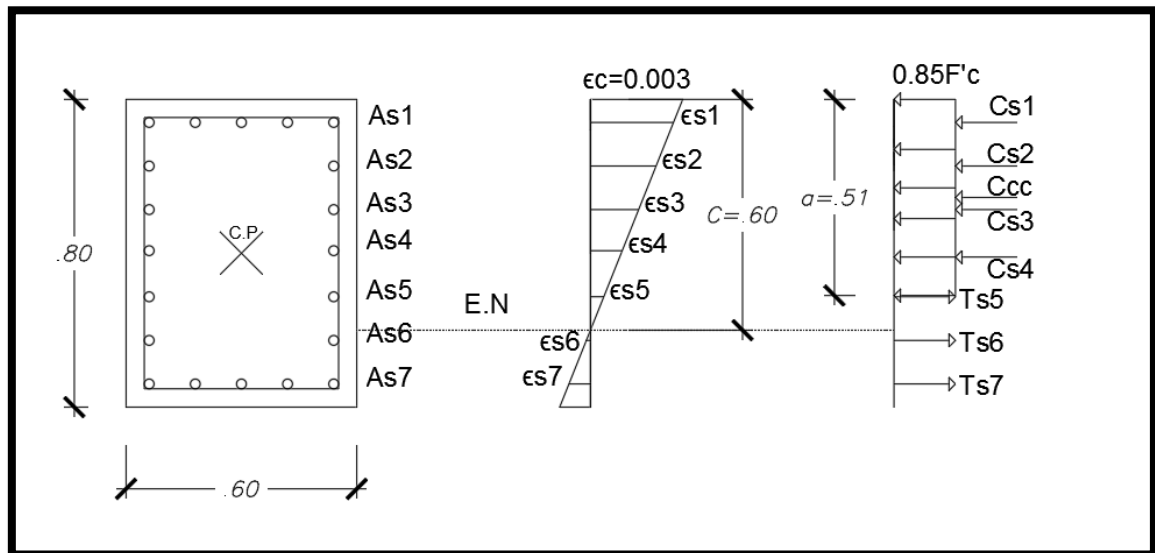


Figura 165. Diagramas de deformaciones y esfuerzos por falla balanceada.  
Fuente: Propia.

$$c_b = \frac{0.003}{0.003 + \frac{F_y}{E_s}} \times d_7 = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \times 73.98 = 43.52 \text{ cm}$$

$$a_b = \beta_1 c = 0.85 \times 43.52 = 36.99 \text{ cm}$$

Cálculo de las deformaciones unitarias del acero:

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_c \times \left( \frac{c - d_1}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{40.52 - 6}{40.52} \right) = 0.00259 > 0.002$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_c \times \left( \frac{c - d_2}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{40.52 - 17.33}{40.52} \right) = 0.00181 < 0.002$$

$$\varepsilon_{s3} = \varepsilon_c \times \left( \frac{c - d_3}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{40.52 - 28.66}{40.52} \right) = 0.00102 < 0.002$$

$$\varepsilon_{s4} = \varepsilon_c \times \left( \frac{c - d_4}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{40.52 - 39.99}{40.52} \right) = 0.00024 < 0.002$$

$$\varepsilon_{s5} = \varepsilon_c \times \left( \frac{d_5 - c}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{51.32 - 40.52}{40.52} \right) = 0.00054 < 0.002$$

$$\varepsilon_{s6} = \varepsilon_c \times \left( \frac{d_6 - c}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{62.65 - 40.52}{40.52} \right) = 0.00132 < 0.002$$

$$\varepsilon_{s7} = \varepsilon_c \times \left( \frac{d_7 - c}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{73.98 - 40.52}{40.52} \right) = 0.0021 > 0.002$$

Cálculo de los esfuerzos del acero:

$$f_{s1} = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = \varepsilon_{s2} \times E_s = 0.00181 \times 2 \times 10^6 = 3610.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s3} = \varepsilon_{s3} \times E_s = 0.00102 \times 2 \times 10^6 = 2048.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s4} = \varepsilon_{s4} \times E_s = 0.00024 \times 2 \times 10^6 = 486.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s5} = \varepsilon_{s5} \times E_s = 0.00054 \times 2 \times 10^6 = 1075.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s6} = \varepsilon_{s6} \times E_s = 0.00132 \times 2 \times 10^6 = 2637.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s7} = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de las fuerzas en el acero:

$$C_{s1} = f_{s1} \times A_{s1} = 4200 \times 25.35 = 106470 \text{ kg} = 106.47 \text{ Ton}$$

$$C_{s2} = f_{s2} \times A_{s2} = 3610.62 \times 10.14 = 36611.73 \text{ kg} = 36.61 \text{ Ton}$$

$$C_{s3} = f_{s3} \times A_{s3} = 2048.50 \times 10.14 = 20771.79 \text{ kg} = 20.77 \text{ Ton}$$

$$T_{s4} = f_{s4} \times A_{s4} = 486.37 \times 10.14 = 4931.84 \text{ kg} = 4.93 \text{ Ton}$$

$$T_{s5} = f_{s5} \times A_{s5} = 1075.75 \times 10.14 = 10908.11 \text{ kg} = 10.91 \text{ Ton}$$

$$T_{s6} = f_{s6} \times A_{s6} = 2637.88 \times 10.14 = 26748.05 \text{ kg} = 26.75 \text{ Ton}$$

$$T_{s7} = f_{s7} \times A_{s7} = 4200 \times 25.35 = 106470 \text{ kg} = 106.47 \text{ Ton}$$

Cálculo de la fuerza de compresión en el concreto:

$$C_{cc} = 0.85f'_c b a$$

$$C_{cc} = 0.85 \times 210 \times 60 \times 36.99 = 396162.90 \text{ kg} = 396.16 \text{ Ton}$$

Cálculo de la carga axial nominal:

$$P_n = C_{s1} + C_{s2} + C_{s3} - T_{s4} - T_{s5} - T_{s6} - T_{s7} + C_{cc}$$

$$P_n = 106.47 + 36.61 + 20.77 - 4.93 - 10.91 - 26.75 - 106.47 + 396.16$$

$$P_n = 410.96 \text{ Ton}$$

Cálculo del momento flector nominal respecto al centro plástico:

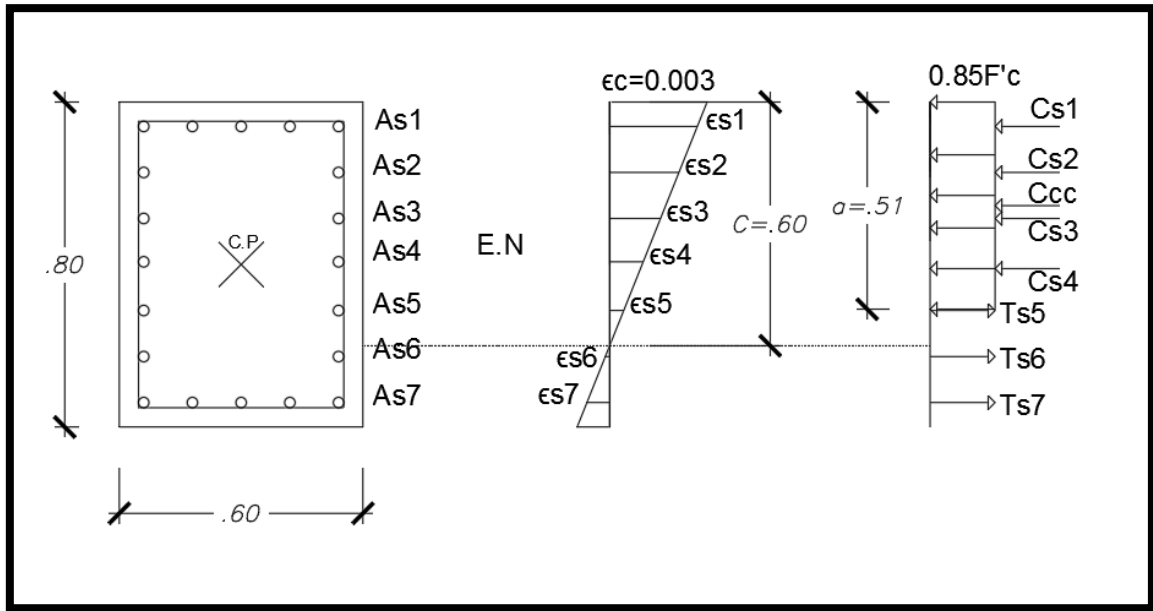
$$M_n = C_{s1} \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + C_{s2} \left( \frac{h}{2} - d_2 \right) + C_{s3} \left( \frac{h}{2} - d_3 \right) + T_{s4} \left( d_4 - \frac{h}{2} \right) + T_{s5} \left( d_5 - \frac{h}{2} \right) \\ + T_{s6} \left( d_6 - \frac{h}{2} \right) + T_{s7} \left( d_7 - \frac{h}{2} \right) + C_{cc} \left( \frac{h}{2} - \frac{a_b}{2} \right)$$

$$M_n = 106.47 \left( \frac{80}{2} - 6 \right) + 36.61 \left( \frac{80}{2} - 17.33 \right) + 20.77 \left( \frac{80}{2} - 28.66 \right) \\ + 4.93 \left( 39.99 - \frac{80}{2} \right) + 10.91 \left( 51.32 - \frac{80}{2} \right) + 26.75 \left( 65.65 - \frac{80}{2} \right) \\ + 106.47 \left( 73.98 - \frac{80}{2} \right) + 396.16 \left( \frac{80}{2} - \frac{36.99}{2} \right)$$

$$M_n = 3619.98 + 829.99 + 235.55 + 0.05 + 123.48 + 605.84 + 3617.85 + 8519.48$$

$$M_n = 175.52 \text{ Ton.m}$$

**Punto D (Zona falla frágil): ( $C > C_b$ )**



*Figura 166. Diagramas de deformaciones y esfuerzos por falla frágil.*  
Fuente: Propia.

$$c = 60.00 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85 \times 60 = 51 \text{ cm}$$

Cálculo de las deformaciones unitarias del acero:

$$\epsilon_{s1} = \epsilon_c \times \left( \frac{c - d_1}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{60 - 6}{60} \right) = 0.0027 > 0.002$$

$$\epsilon_{s2} = \epsilon_c \times \left( \frac{c - d_2}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{60 - 17.33}{60} \right) = 0.00213 > 0.002$$

$$\epsilon_{s3} = \epsilon_c \times \left( \frac{c - d_3}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{60 - 28.66}{60} \right) = 0.00157 < 0.002$$

$$\epsilon_{s4} = \epsilon_c \times \left( \frac{c - d_4}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{60 - 39.99}{60} \right) = 0.001 < 0.002$$

$$\epsilon_{s5} = \epsilon_c \times \left( \frac{c - d_5}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{60 - 51.32}{60} \right) = 0.00043 < 0.002$$

$$\epsilon_{s6} = \epsilon_c \times \left( \frac{d_6 - c}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{62.65 - 60}{60} \right) = 0.00013 < 0.002$$

$$\epsilon_{s7} = \epsilon_c \times \left( \frac{d_7 - c}{c} \right) = 0.003 \times \left( \frac{73.98 - 60}{60} \right) = 0.0007 < 0.002$$

Cálculo de los esfuerzos del acero:

$$f_{s1} = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s3} = \varepsilon_{s3} \times E_s = 0.00157 \times 2 \times 10^6 = 3134 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s4} = \varepsilon_{s4} \times E_s = 0.001 \times 2 \times 10^6 = 2001 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s5} = \varepsilon_{s5} \times E_s = 0.00043 \times 2 \times 10^6 = 868 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s6} = \varepsilon_{s6} \times E_s = 0.00013 \times 2 \times 10^6 = 265 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s7} = \varepsilon_{s7} \times E_s = 0.0007 \times 2 \times 10^6 = 1398 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de las fuerzas en el acero:

$$C_{s1} = f_{s1} \times A_{s1} = 4200 \times 25.35 = 106470 \text{ kg} = 106.47 \text{ Ton}$$

$$C_{s2} = f_{s2} \times A_{s2} = 4200 \times 10.14 = 42588 \text{ kg} = 42.59 \text{ Ton}$$

$$C_{s3} = f_{s3} \times A_{s3} = 3134 \times 10.14 = 31778.76 \text{ kg} = 31.78 \text{ Ton}$$

$$C_{s4} = f_{s4} \times A_{s4} = 2001 \times 10.14 = 20290.14 \text{ kg} = 20.29 \text{ Ton}$$

$$T_{s5} = f_{s5} \times A_{s5} = 868 \times 10.14 = 8801.52 \text{ kg} = 8.80 \text{ Ton}$$

$$T_{s6} = f_{s6} \times A_{s6} = 265 \times 10.14 = 2687.1 \text{ kg} = 2.69 \text{ Ton}$$

$$T_{s7} = f_{s7} \times A_{s7} = 1398 \times 25.35 = 35439.3 \text{ kg} = 35.44 \text{ Ton}$$

Cálculo de la fuerza de compresión en el concreto:

$$C_{cc} = 0.85 f'_c b a$$

$$C_{cc} = 0.85 \times 210 \times 60 \times 51 = 546210 \text{ kg} = 546.21 \text{ Ton}$$

Cálculo de la carga axial nominal:

$$P_n = C_{s1} + C_{s2} + C_{s3} + C_{s4} - T_{s5} - T_{s6} - T_{s7} + C_{cc}$$

$$P_n = 106.47 + 42.59 + 31.78 + 20.29 - 8.80 - 2.69 - 35.44 + 546.21$$

$$P_n = 700.41 \text{ Ton}$$

Cálculo del momento flector nominal respecto al centro plástico:

$$M_n = C_{s1} \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + C_{s2} \left( \frac{h}{2} - d_2 \right) + C_{s3} \left( \frac{h}{2} - d_3 \right) + C_{s4} \left( \frac{h}{2} - d_4 \right) + T_{s5} \left( d_5 - \frac{h}{2} \right) \\ + T_{s6} \left( d_6 - \frac{h}{2} \right) + T_{s7} \left( d_7 - \frac{h}{2} \right) + C_{cc} \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{M}_n = & 106.47 \left( \frac{80}{2} - 6 \right) + 42.59 \left( \frac{80}{2} - 17.33 \right) + 31.78 \left( \frac{80}{2} - 28.66 \right) \\ & + 20.29 \left( \frac{80}{2} - 39.99 \right) + 8.80 \left( 51.32 - \frac{80}{2} \right) + 2.69 \left( 65.65 - \frac{80}{2} \right) \\ & + 35.44 \left( 73.98 - \frac{80}{2} \right) + 546.21 \left( \frac{80}{2} - \frac{51}{2} \right) \end{aligned}$$

$$\mathbf{M}_n = 3619.98 + 965.47 + 360.37 + 0.2 + 99.63 + 60.86 + 1204.23 + 7920.05$$

$$\mathbf{M}_n = 142.31 \text{ Ton.m}$$

**Punto E (Tracción pura):**

$$P_n = -[A_{st} \times F_y] = -[101.40 \times 4200] = -425.88 \text{ Ton}$$

$$M_n = 0 \text{ Ton.m}$$

Tabla 114. Cargas actuantes en la columna a diseñar.

<b>Carga</b>	<b>P (Ton)</b>	<b>M x (Ton.m)</b>	<b>M y (Ton.m)</b>	<b>V x (Ton)</b>	<b>V y (Ton)</b>
<b>Dead</b>	- 247.12	-0.22	0.39	-0.1	0.21
<b>Live</b>	-71.91	-0.06	0.13	-0.03	0.07
<b>S_DINACX Max</b>	20.35	16.57	1.82	4.48	0.71
<b>S_DINACY Max</b>	16.01	1.06	11.33	0.25	3.48

Tabla 115. Combinaciones de carga actuantes para la columna a diseñar.

<b>Combinación</b>	<b>P (Ton)</b>	<b>M x (Ton.m)</b>	<b>M y (Ton.m)</b>	<b>V x (Ton)</b>	<b>V y (Ton)</b>
<b>1.4CM+1.7CV</b>	- 468.22	-0.41	0.76	-0.18	0.42
<b>1.25(CM+CV)+CSX</b>	- 378.43	16.22	2.47	4.33	1.07
<b>1.25(CM+CV)-CSX</b>	- 419.14	-16.93	-1.18	-4.64	-0.36
<b>1.25(CM+CV)+CSY</b>	- 382.78	0.71	11.98	0.1	3.83
<b>1.25(CM+CV)-CSY</b>	-414.8	-1.42	-10.68	-0.4	-3.13
<b>0.9CM+CSX</b>	- 202.05	16.38	2.18	4.4	0.9
<b>0.9CM-CSX</b>	- 242.76	-16.77	-1.47	-4.57	-0.52
<b>0.9CM+CSY</b>	-206.4	0.86	11.68	0.16	3.67
<b>0.9CM-CSY</b>	- 238.42	-1.26	-10.98	-0.34	-3.29

Cabe mencionar que para el análisis en la dirección X se tomaron las cortante V2-2 ya que el eje local 2 es paralelo al eje global X a su se tomaron los momentos M3-3 siendo estos los que ocurren alrededor del eje global Y, quedando así cortante V3-3 y los momentos M2-2 para el análisis en la dirección Y, debido a que es necesario calcular más puntos variando el eje neutro de la sección para conseguir una curva de diagrama de interacción más precisa, resulta conveniente apoyarse de una hoja de cálculo para los siguientes puntos restantes, a continuación se muestran:



Tabla 116. Resumen de los pares ordenados  $M_n$ ,  $P_n$  y  $M_u$ ,  $P_u$  en la dirección de análisis X.

Punto	c (cm)	a (cm)	$M_n$ (Ton.m)	$P_n$ (Ton)	$\phi$	$M_u$ (Ton.m)	$P_u$ (Ton)
0			0.00	1,264.58	0.70	0.00	885.21
1	57.72	49.06	80.42	923.59	0.70	56.29	646.52
2	56.14	47.72	82.69	907.35	0.70	57.88	635.15
3	53.86	45.78	85.64	883.11	0.70	59.95	618.18
4	51.58	43.84	92.15	841.51	0.70	64.50	589.06
5	49.30	41.91	100.50	780.60	0.70	70.35	546.42
6	47.02	39.97	105.81	741.25	0.70	74.07	518.88
7	44.74	38.03	110.82	700.72	0.70	77.57	490.50
8	42.46	36.09	115.56	658.81	0.70	80.89	461.16
9	40.18	34.15	120.74	609.76	0.70	84.52	426.84
10	37.90	32.22	126.02	556.68	0.70	88.21	389.67
11	35.62	30.28	131.32	500.33	0.70	91.92	350.23
12	33.34	28.34	136.76	427.88	0.70	95.73	299.52
13	31.06	26.40	140.52	379.08	0.70	98.37	265.36
14	28.78	24.46	139.71	341.59	0.70	97.79	239.12
15	26.50	22.53	138.43	297.55	0.70	96.90	208.29
16	24.22	20.59	136.47	252.50	0.70	95.53	176.75
17	21.94	18.65	133.03	212.29	0.70	93.12	148.61
18	19.66	16.71	128.66	157.81	0.70	90.06	110.46
19	17.38	14.77	122.31	113.98	0.74	90.72	84.54
20	15.10	12.84	116.31	65.69	0.81	94.07	53.13
21	12.82	10.90	109.23	10.07	0.89	96.78	8.92

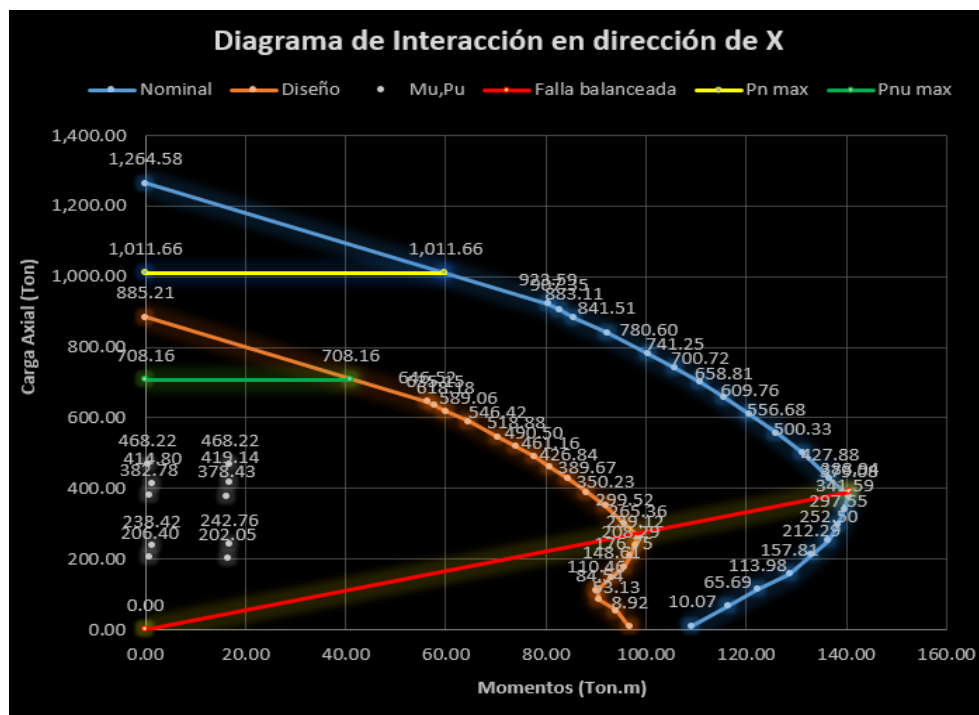


Figura 167. Diagrama de interacción de la columna de diseño en la dirección X.  
Fuente: Propia.

Tabla 117. Resumen de los pares ordenados Mn, Pn y Mu, Pu en la dirección de análisis Y.

Punto	c (cm)	a (cm)	Mn (Ton.m)	Pn (Ton)	$\varphi$	Mu (Ton.m)	Pu (Ton)
0			0	1,264.58	0.7	0	885.21
1	78.81	66.99	94.86	959.56	0.7	66.4	671.69
2	76.53	65.05	99.2	938.86	0.7	69.44	657.2
3	74.25	63.11	103.08	918.16	0.7	72.15	642.71
4	71.97	61.17	112.93	873.21	0.7	79.05	611.25
5	69.69	59.24	118.54	845.76	0.7	82.98	592.03
6	67.41	57.3	123.85	817.85	0.7	86.69	572.49
7	65.13	55.36	128.85	789.44	0.7	90.2	552.61
8	62.85	53.42	133.58	760.47	0.7	93.5	532.33
9	60.57	51.48	138.97	726.71	0.7	97.28	508.7
10	58.29	49.55	145.93	676.96	0.7	102.15	473.87
11	56.01	47.61	150.47	644.38	0.7	105.33	451.06
12	53.73	45.67	154.8	610.61	0.7	108.36	427.43
13	51.45	43.73	158.99	575.69	0.7	111.29	402.98
14	49.17	41.79	163.67	534.14	0.7	114.57	373.9
15	46.89	39.86	168.4	472.32	0.7	117.88	330.62
16	44.61	37.92	173.19	431.34	0.7	121.23	301.94
17	42.33	35.98	175.64	395.44	0.7	122.95	276.81
18	40.05	34.04	175.66	364.87	0.7	122.96	255.41
19	37.77	32.1	175.4	325.96	0.7	122.78	228.17
20	35.49	30.17	173.98	288.48	0.7	121.79	201.94
21	33.21	28.23	171.58	234.9	0.7	120.11	164.43
22	30.93	26.29	168.75	203.34	0.7	118.13	142.34
23	28.65	24.35	164.87	175.58	0.7	115.41	122.9
24	26.37	22.41	161.3	139.03	0.71	114.02	98.28
25	24.09	20.48	157.3	99.5	0.76	119.83	75.8
26	21.81	18.54	152.86	64.17	0.81	123.95	52.04
27	19.53	16.6	147.61	13.63	0.88	130.06	12.01

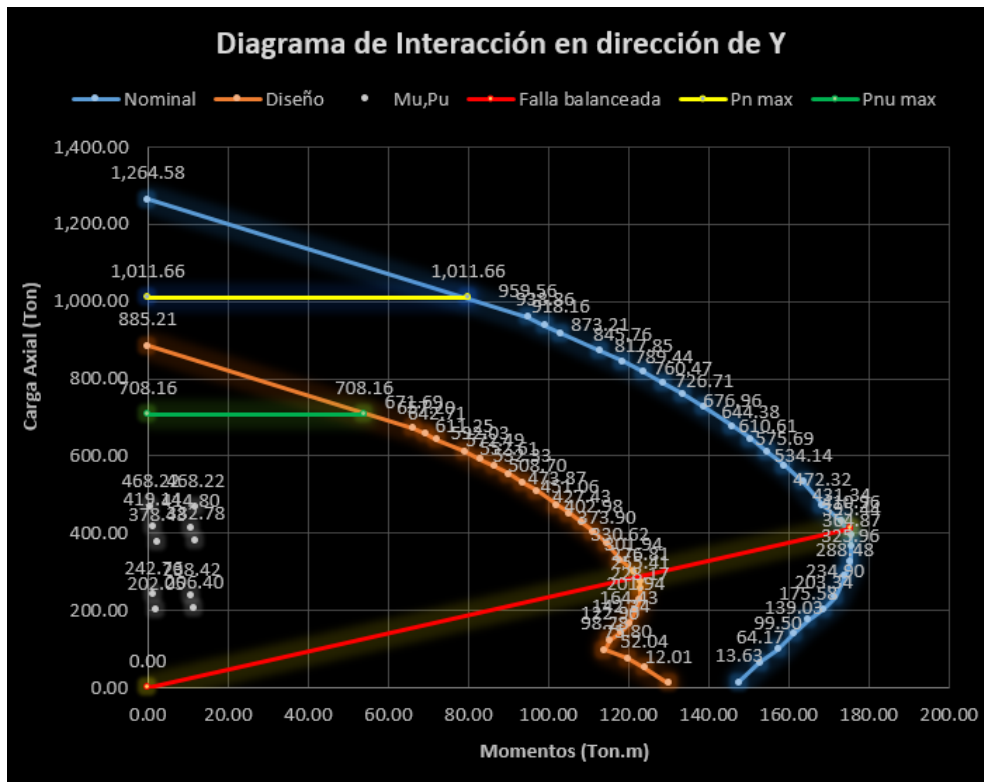


Figura 168. Diagrama de interacción de la columna de diseño en la dirección Y.  
Fuente: Propia.

Se concluye que todos los puntos correspondientes a las combinaciones de diseño para ambas direcciones de análisis se encuentran dentro del diagrama de interacción de diseño, por lo tanto, el refuerzo estimado inicialmente en la columna cumple siendo capaz de resistir la sollicitación de cargas y momentos.

- **Diseño de columna sometida a flexocompresión – biaxial, Método de Bresler:**

Debido que las cargas por gravedad generan momentos de flexión en una dirección y simultáneamente la del sismo en la otra dirección lo cual originan flexión biaxial, y en la realidad el sismo ataca en las dos direcciones, se diseñara la columna sometida a flexocompresión biaxial, la construcción de la superficie de interacción implica en variar el eje neutro con una inclinación respecto con el centroide de la sección la cual resulta un cálculo engorroso, sin embargo, se puede estimar la capacidad resistente de la sección analizada a flexión biaxial con un refuerzo ya estipulado, mediante el método de la carga recíproca o de Bresler.

Datos:

- $P_u = 468.22 \text{ Ton}$
- $M_{ux} = 16.93 \text{ Ton.m}$
- $M_{uy} = 11.98 \text{ Ton.m}$
- $r = 6 \text{ cm}$

Factor de reducción sísmica de resistencia:

$\phi = 0.70$  (para columnas con estribos)

La cuantía se conoce del análisis uniaxial:

$$\rho_t = 0.02535$$

Dirección X – X  $\rightarrow h = 60 \text{ cm}, b = 80 \text{ cm}$

$$R_n = \frac{M_{nx}}{\phi f'c A_g h}$$
$$R_n = \frac{16.93 \times 10^5}{0.70 \times 210 \times 4800 \times 60}$$
$$R_n = 0.04$$
$$\gamma = \frac{\gamma h}{h} = \frac{h - r - r'}{h} = \frac{60 - 6 - 6}{60} = 0.80$$

Posteriormente se evalúa el ábaco de valor de  $\gamma$ , tomando en cuenta el tipo de sección transversal de la columna tal como rectangulares cuadradas y circulares, la calidad del concreto y acero además de sus refuerzos en las caras de la columna, en caso que exista ábaco del valor de " $\gamma$ " usar dicho ábaco, en caso contrario es necesario usar dos ábacos entre sus rangos e interpolar.

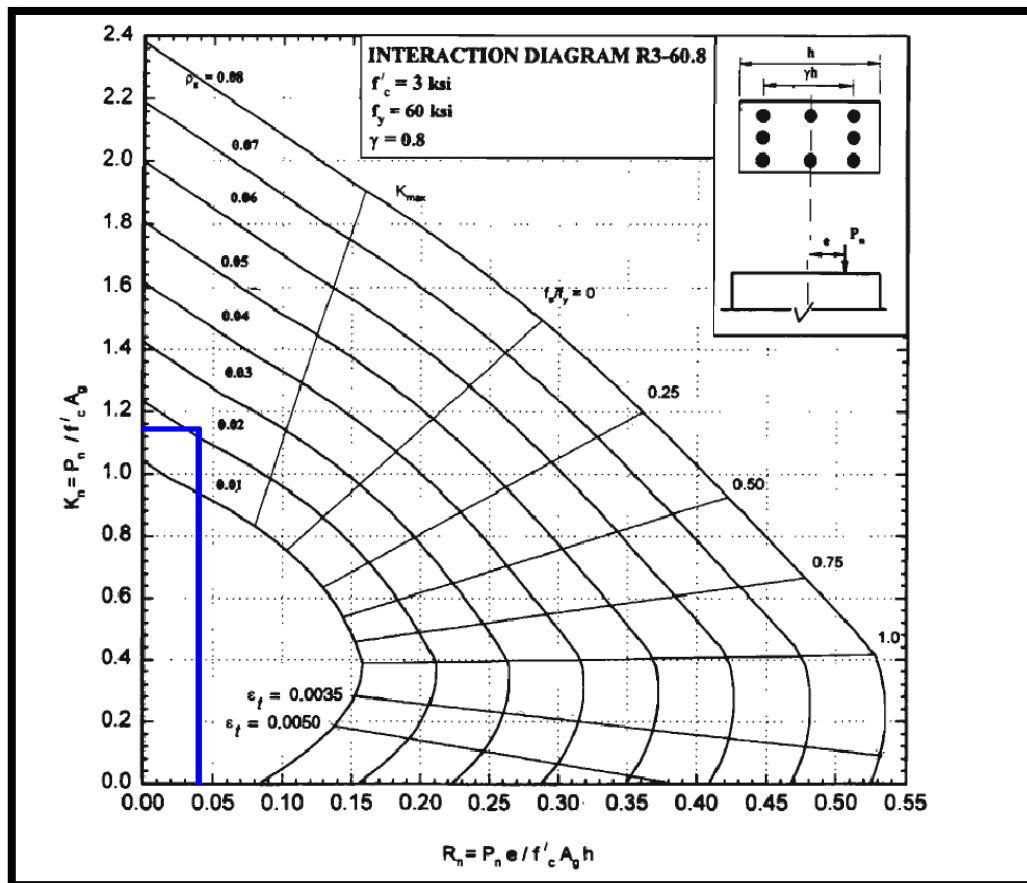


Figura 169. Ábaco de diagrama de interacción R3-60  $\gamma=0.80$ .  
Fuente: “Diseño de estructuras de concreto armado”, T. E. H. Gómez de la Torre, 2002, p. 652.

Se evalúa el ábaco de  $\gamma=0.80$ , con la finalidad de obtener el valor del  $K_n$

Del Abaco se obtiene:

$$K_{nx} = 1.15$$

Cálculo de la capacidad ultima de la sección si solo existiera  $M_{ux}$  ( $e_y=0$ ):

$$P_{ux} = \phi f'_c A_g K_n$$

$$P_{ux} = 0.70 \times 210 \times 4800 \times 1.15$$

$$P_{ux} = 811.44 \text{ Ton}$$

Dirección Y – Y  $\rightarrow h = 80\text{cm}, b = 60\text{cm}$

$$R_n = \frac{M_{ny}}{\phi f'_c A_g h}$$

$$R_n = \frac{11.98 \times 10^5}{0.70 \times 210 \times 4800 \times 80}$$

$$R_n = 0.02$$

$$\gamma = \frac{\gamma h}{h} = \frac{h - r - r'}{h} = \frac{80 - 6 - 6}{80} = 0.85$$

Se evalúa los ábacos de los rangos de  $\gamma=0.80$  y  $0.90$ , y se realiza la interpolación de los valores del  $K_n$

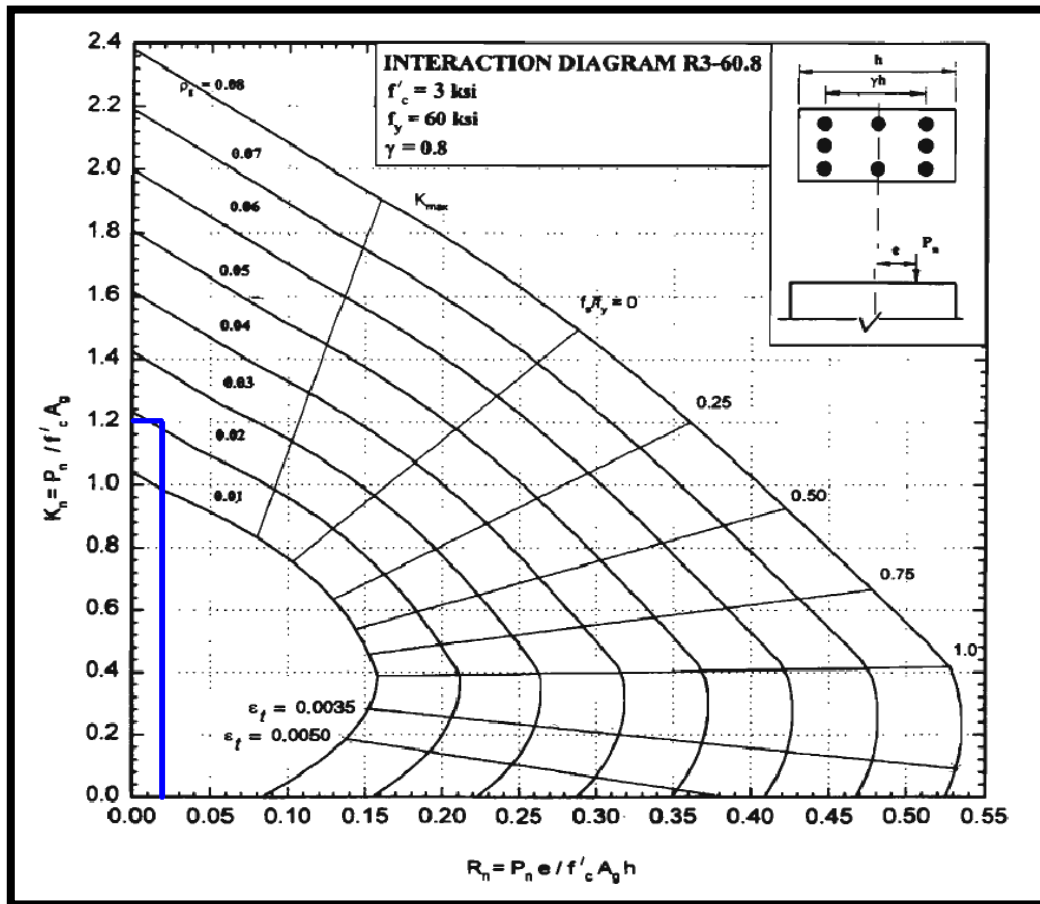


Figura 170. Ábaco de diagrama de interacción R3-60  $\gamma=0.80$ .  
Fuente: “Diseño de estructuras de concreto armado”, T. E. H. Gómez de la Torre, 2002, p. 652.

Del Abaco se obtiene:

$$K_{ny} = 1.20$$

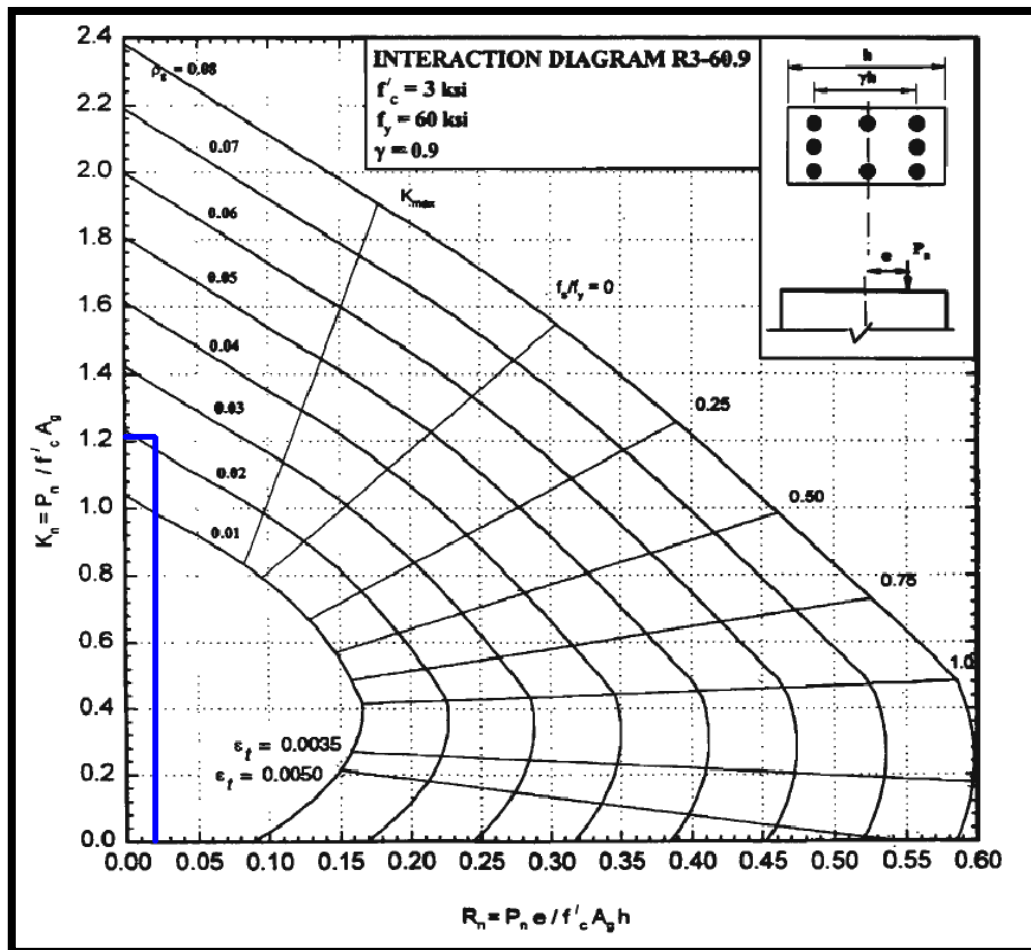


Figura 171. Ábaco de diagrama de interacción R3-60  $\gamma=0.90$ .  
Fuente: “Diseño de estructuras de concreto armado”, T. E. H. Gómez de la Torre, 2002, p. 652.

Del Abaco se obtiene:

$$K_{ny} = 1.22$$

Se procede a interpolar los resultados de los ábacos:

Tabla 118. Interpolación de  $\gamma 85$  para obtener el valor de  $K_n$ .

Interpolación	
$\gamma$	$K_n$
0.80	1.20
<b>0.85</b>	<b>1.21</b>
0.90	1.22

Resultando un valor así de:

$$K_{ny} = 1.121$$

Cálculo de la capacidad ultima de la sección si solo existiera  $M_{uy}$  ( $e_x=0$ ):

$$P_{uy} = \phi f'_c A_g K_n$$

$$P_{uy} = 0.70 \times 210 \times 4800 \times 1.121$$

$$P_{uy} = 853.78 \text{ Ton}$$

La compresión pura de la sección es:

$$P_{on} = [0.85F'_c(A_g - A_{st}) + F_y A_{st}]$$

$$P_{on} = [0.85 \times 210(4800 - 101.40) + 4200 \times 101.40]$$

$$P_{on} = 1264580.10 \text{ kg} = 1264.58 \text{ Ton}$$

Se comprueba que:

$$\frac{P_u}{\phi P_{on}} \geq 0.1$$

$$\frac{468.22}{0.70 \times 1264.58} \geq 0.1$$

$$0.53 \geq 0.1 \text{ (OK)}$$

Por consiguiente, es aplicable la siguiente formula:

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{P_{ux}} + \frac{1}{P_{uy}} - \frac{1}{P_{on}}$$

$$\frac{1}{\frac{1}{P_{ux}} + \frac{1}{P_{uy}} - \frac{1}{P_{on}}} \geq P_u$$

$$\frac{1}{\frac{1}{2811.44} + \frac{1}{2853.78} - \frac{1}{1264.58}} \geq 468.22$$

$$620.01 \geq 468.22 \text{ (OK)}$$

Se lograr reflejar mediante los resultados que las dimensiones 80 x 60 de la columna junto con la distribución del refuerzo fueron adecuadas tanto para el diseño uniaxial como biaxial, siendo capaz de resistir la sollicitación de cargas y momentos.



- **Diseño por corte:**

De acuerdo a la norma E.060 indicó que la fuerza cortante de diseño ( $V_u$ ) no deberá ser menor que el menor valor obtenido del cortante asociado al momento nominal del elemento en cada extremo restringido de la luz libre, y del cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga con un factor de 2.5 amplificado para los valores de sismo.

**Forma 1:**

$$V_u = \left( \frac{M_{n1} + M_{n2}}{h_n} \right)$$

Los momentos nominales son obtenidos del diagrama de interacción para la dirección Y siendo la que tiene mayor capacidad de resistencia.

$$V_u = \left( \frac{175.66 + 175.66}{2.90} \right)$$

$$V_u = 121.14 \text{ Ton}$$

**Forma 2:**

Se presenta las combinaciones de carga diseño a su vez muestran las combinaciones de carga diseño amplificadas por 2.5 a los valores de sismo.

Tabla 119. Cortantes máxima de las combinaciones de carga amplificadas por 2.5 en los valores de sismo.

Combinación de carga	Sismo x 1		Sismo x 2.5	
	V x (Ton)	V y (Ton)	V x (Ton)	V y (Ton)
1.4CM+1.7CV	-0.18	0.42	-0.18	0.42
1.25(CM+CV) + CSX	4.33	1.07	11.06	2.13
1.25(CM+CV) - CSX	-4.64	-0.36	-11.37	-1.43
1.25(CM+CV) + CSY	0.1	3.83	0.47	9.06
1.25(CM+CV) - CSY	-0.4	-3.13	-0.78	-8.35
0.9CM+CSX	4.4	0.9	11.12	1.97
0.9CM-CSX	-4.57	-0.52	-11.3	-1.59
0.9CM+CSY	0.16	3.67	0.53	8.9
0.9CM-CSY	-0.34	-3.29	-0.71	-8.51

Por lo tanto, se opta por fuerza cortante de la forma 2 a su vez esta es mayor a la fuerza cortante dada por la envolvente, se toma los valores de la cortantes para el diseño ( $V_u$ ), siendo el valor para  $V_x = 11.37 \text{ Ton}$  y para  $V_y = 9.06 \text{ Ton}$ .

**Resistencia nominal:**

$$\phi = 0.85 \text{ (Cortante)}$$

Dirección X – X  $\rightarrow h = 60\text{cm}; b = 80\text{cm}$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = \left( \frac{V_u}{\phi} \right)$$

$$V_n = \left( \frac{11.37}{0.85} \right)$$

$$V_n = 13.38 \text{ Ton}$$

**Resistencia al corte aportado por el concreto:**

$$V_c = 0.53\sqrt{F'c} \left( 1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) b_w d$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \left( 1 + \frac{468.22}{140 \times 4800} \right) \times 80 \times 54$$

$$V_c = 56.30 \text{ Ton}$$

**Resistencia al corte aportado por el acero:**

$$V_s = (V_n - V_c)$$

$$V_s = 13.38 - 56.30$$

$$V_s = -42.92 \text{ Ton}$$

**Verificación del refuerzo por cortante:**

$$V_s \leq 2.1\sqrt{F'c} b_w d$$

$$-42.92 \text{ Ton} \leq 2.1 \times \sqrt{210} \times 80 \times 54$$

$$-42.92 \text{ Ton} \leq 131.47 \text{ Ton (OK)}$$

Se aprecia que no se requiere refuerzo transversal, sin embargo, si se dispondrá de estos y se mostrará más adelante en los cálculos.

**Corte bidireccional:**

Se conoce que las cortantes de diseño son:

$$V_{ux} = 11.37 \text{ Ton}$$

$$V_{uy} = 9.06 \text{ Ton}$$

**Esfuerzo cortante para la dirección X:**

$$V_{ux} = \frac{V_x}{bd}$$

$$V_{ux} = \frac{11.37}{80 \times 54} = 2.63 \text{ kg/cm}^2$$

**Esfuerzo cortante para la dirección Y:**

$$V_{uy} = \frac{V_y}{bd}$$
$$V_{uy} = \frac{9.06}{60 \times 74}$$
$$V_{uy} = 2.04 \text{ kg/cm}^2$$

**Esfuerzo máximo que puede resistir el concreto con refuerzo transversal:**

$$V_{cs} = 2.65\sqrt{F'c}$$
$$V_{cs} = 2.65\sqrt{210} = 38.40 \text{ kg/cm}^2$$

**Esfuerzo de cortante combinado:**

$$\sqrt{(V_{ux})^2 + (V_{uy})^2} \leq 2.1\sqrt{F'c}$$
$$\sqrt{(2.63)^2 + (2.04)^2} \leq 2.1\sqrt{210}$$
$$3.33 \text{ kg/cm}^2 \leq 30.43 \text{ kg/cm}^2 (\text{OK})$$

**Esfuerzo resistente del concreto para la dirección X:**

$$V_{cx} = \frac{0.53\sqrt{F'c}}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{uy}}{V_{ux}}\right)^2}}$$
$$V_{cx} = \frac{0.53\sqrt{210}}{\sqrt{1 + \left(\frac{2.04}{2.63}\right)^2}}$$
$$V_{cx} = 6.7 \text{ kg/cm}^2$$

**Esfuerzo resistente del concreto para la dirección Y:**

$$V_{cy} = \frac{0.53\sqrt{F'c}}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{ux}}{V_{uy}}\right)^2}}$$
$$V_{cy} = \frac{0.53\sqrt{210}}{\sqrt{1 + \left(\frac{2.63}{2.04}\right)^2}}$$
$$V_{cy} = 4.71 \text{ kg/cm}^2$$

### Área de acero transversal – Estribos:

Se considera dos ramas de área de refuerzo por cortante.

$$A_v \emptyset 3/8'' = 1.42 \text{ cm}^2$$

### Verificación del espaciamiento por disposiciones especiales para el diseño sísmico:

#### Zona de confinamiento ( $L_0$ ):

El espaciamiento  $S_0$  no debe ser mayor al menor de:

$$S_0 \leq \left\{ \begin{array}{l} 8db_{long \text{ menor}} = 8 \times 2.54 = 20.32 \text{ cm} \\ \frac{\text{Dimension menor de la sección}}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Se opta por  $S_0 = 10 \text{ cm}$ .

La longitud  $L_0$  no debe ser menor al mayor de:

$$L_0 \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{libre}}{6} = \frac{290}{6} = 48.33 \text{ cm} \\ \text{Dimension mayor de la sección} = 80 \text{ cm} \\ 50 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Se opta por  $L_0 = 80 \text{ cm}$ .

#### Zona central fuera de la longitud de confinamiento ( $L_{central}$ ):

El espaciamiento  $S_{central}$  no debe ser mayor al menor de:

$$S_{central} \leq \left\{ \begin{array}{l} 16d_{b \text{ longitudinal}} = 16 \times 2.54 = 40.64 \text{ cm} \\ 48d_{b \text{ estribo}} = 48 \times 2.54 = 121.92 \text{ cm} \\ \text{Dimension menor de la sección} = 60 \text{ cm} \\ \frac{d}{2} = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Se opta por  $S_{central} = 27 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$

#### Zona de nudo:

$$S \leq 15 \text{ cm}$$

### Número de estribos en la longitud de confinamiento:

La longitud de confinamiento comienza a 5 cm de la cara del apoyo.

$$n^{\circ} = \frac{L_c}{S_{diseño}}$$

$$n^{\circ} = \frac{0.8 \text{ m}}{0.10 \text{ m}}$$

$$n^{\circ} = 8 \text{ und}$$

La distribución de estribos será la siguiente:

**Est. Ø3/8": 1 @ 0.05, 8 @ 0.10, Rto @ 0.25 c/e**

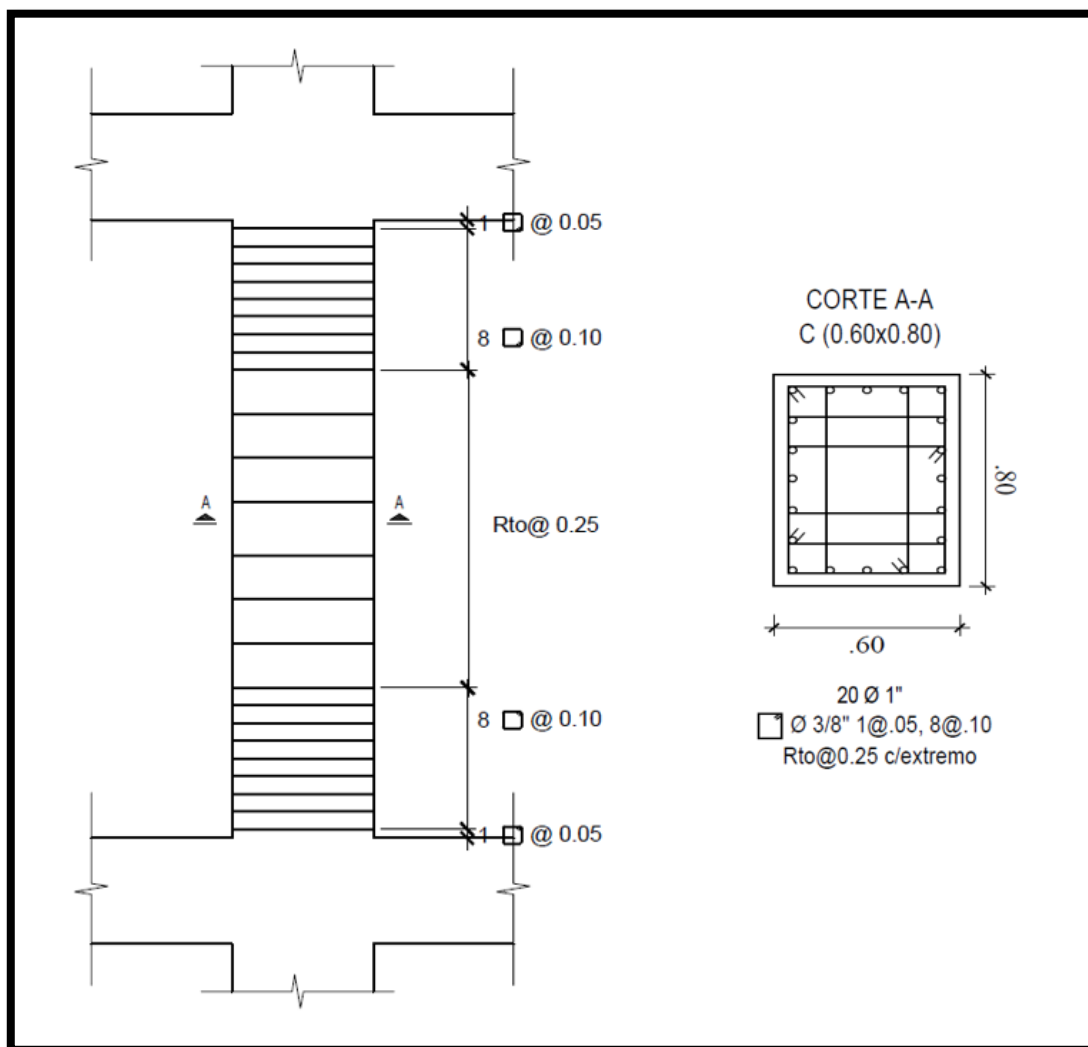


Figura 172. Refuerzo final de la columna.  
Fuente: Propia.

#### 4.12.3. Diseño de placa:

Las placas se encuentran sometidas a cargas verticales y a cargas laterales de sismo y de viento, debido a su gran rigidez y ductilidad estas absorben gran parte de las fuerzas cortantes disminuyendo así también los desplazamientos laterales, para su diseño se seleccionó la placa a la cual se le asignó la etiqueta pier2 ubicado en el eje A-A.

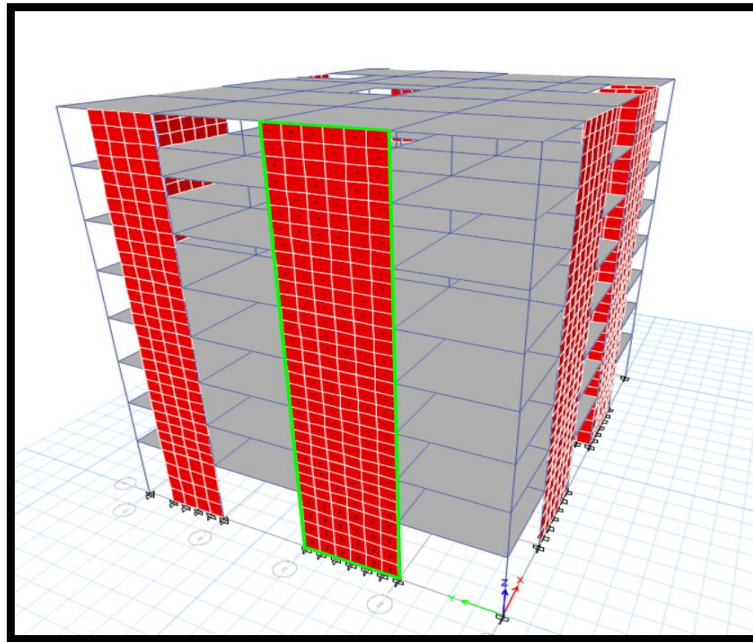


Figura 173. Placa de pier 2 propuesta a diseñar.  
Fuente: Propia.

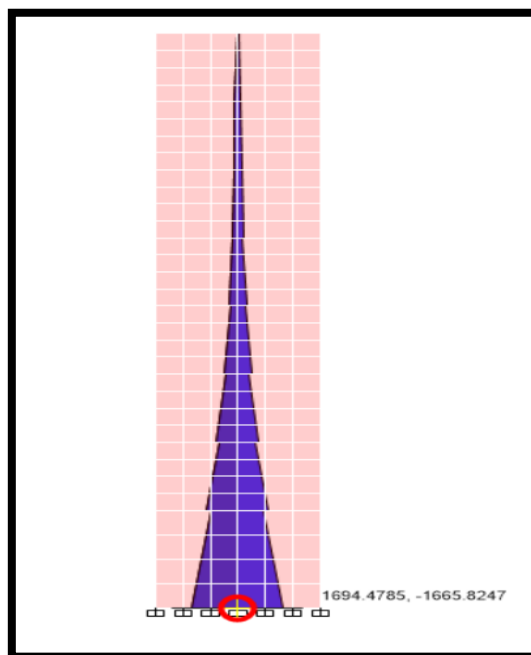


Figura 174. Diagrama de momentos flector en la placa a diseñar.  
Fuente: Propia.

Datos:

- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $h_w = 29.50 \text{ m}$  (Altura del muro)
- $L_w = 6.70 \text{ m}$  (Longitud del muro)
- $h = 0.30 \text{ m}$  (Espesor del muro)
- $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
- $r = 4 \text{ cm}$
- $P_u = 540.55 \text{ Ton}$
- $M_u = 1694.48 \text{ Ton.m}$
- $V_u = 266.99 \text{ Ton}$

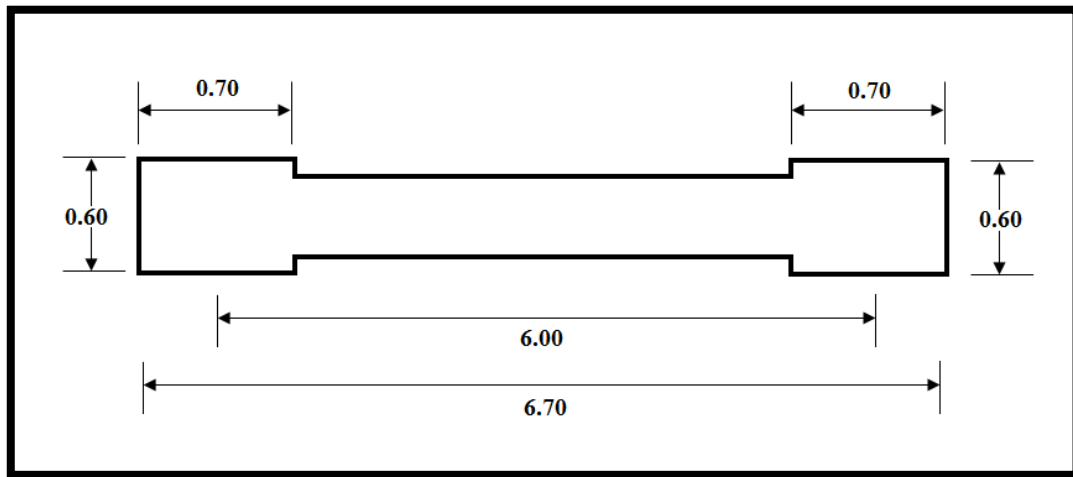


Figura 175. Sección de la placa de diseño en la dirección X.  
Fuente: Propia.

Determinación de esbeltez:

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{29.5}{6.7} = 4.40 > 1 \text{ (Muro Esbelto)}$$

Por lo tanto, se diseñará por flexocompresión.

Área de la sección bruta:

$$A_g = ((0.70 \times 0.60) \times 2) + (5.30 \times 0.30) = 2.43 \text{ m}^2$$

Peralte de la sección bruta:

$$d = 0.80L_w = 0.80 \times 6.70 = 5.36 \text{ m}$$

Inercia de la sección bruta:

$$I_g = \left\{ \frac{0.60 \times 0.70^3}{12} + 0.60 \times 0.70 \times (3)^2 \right\} \times 2 + 0.30 \times \frac{5.30^3}{12} = 11.32 \text{ m}^4$$

Esfuerzo máximo de compresión en la fibra extrema:

$$F'c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u \times \frac{L_w}{2}}{I_g}$$

$$F'c = \frac{540.55 \times 10^3}{24300} + \frac{1694.48 \times 10^5 \times \frac{670}{2}}{11.32 \times 100^4} = 72.41 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación de la necesidad de elementos de confinamiento:

$$F'c > 0.20 F'c$$

$$72.41 \text{ kg/cm}^2 > 0.20 \times 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$72.41 \text{ kg/cm}^2 > 42 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, se requiere elementos de confinamiento.

Verificación de la necesidad de refuerzo en dos capas:

$$h \geq 0.20 m$$

Debido a que el espesor de la placa es mayor a 20 cm el refuerzo será distribuido en dos capas.

Resistencia nominal:

$$V_n = 2.6 \times \sqrt{F'c} \times A_{cw}$$

$$V_n = 2.6 \times \sqrt{210} \times 10 \times 6.70 \times 0.30$$

$$V_n = 757.32 \text{ Ton}$$

Verificación por cortante:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0.85 \times 757.32 \geq 266.99$$

$$643.72 \text{ Ton} \geq 266.99 \text{ Ton (OK)}$$

Resistencia al corte aportado por el concreto:

$$V_c \leq A_{cw}(\alpha_c \sqrt{F'c})$$

Donde el coeficiente  $\alpha_c$  es:

$$\frac{H_m}{L_m} \leq 1.50 \rightarrow \alpha_c = 0.80$$

$$\frac{H_m}{L_m} \geq 2.00 \rightarrow \alpha_c = 0.53$$

$$1.50 \leq \frac{H_m}{L_m} \leq 2.00 \rightarrow 0.53 < \alpha_c < 0.80$$



Se tiene que:

$$\frac{29.5}{6.70} = 4.40 \geq 2.00 \rightarrow \alpha_c = 0.53$$

reemplazando:

$$\begin{aligned} V_c &\leq A_{cw}(\alpha_c \sqrt{F'c}) \\ V_c &\leq 6.70 \times 0.30 \times (0.53 \times \sqrt{210} \times 10) \\ V_c &\leq 154.38 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Si:

$$V_u > \phi V_c, \text{ entonces:}$$

Resistencia al corte aportado por el acero:

$$\begin{aligned} V_s &= \left( \frac{V_u}{\phi} - V_c \right) \\ V_s &= \left( \frac{266.99}{0.85} - 154.38 \right) \\ V_s &= 159.73 \text{ Ton} \end{aligned}$$

- **Refuerzo horizontal por corte:**

$$\begin{aligned} \frac{A_{vh}}{S} &= \frac{V_s}{F_y d} \\ \frac{A_{vh}}{S} &= \frac{159.73 \times 1000}{4200 \times 536} = 0.079 \text{ cm} \end{aligned}$$

Cálculo del espaciamiento para el refuerzo horizontal para diferentes disposiciones de aceros:

$$\begin{aligned} 2\phi 3/8" \rightarrow S &= \frac{A_v}{\frac{A_{vh}}{S}} = \frac{2 \times 0.71}{0.079} = 18.01 \approx 20 \text{ cm} \\ 2\phi 1/2" \rightarrow S &= \frac{A_v}{\frac{A_{vh}}{S}} = \frac{2 \times 1.27}{0.079} = 32.22 \approx 30 \text{ cm} \\ 2\phi 5/8" \rightarrow S &= \frac{A_v}{\frac{A_{vh}}{S}} = \frac{2 \times 1.98}{0.079} = 50.23 \approx 50 \text{ cm} \end{aligned}$$

Se opta por  $\emptyset 1/2" @ 0.30$

Cálculo de la cuantía del refuerzo horizontal:

$$\rho_h = \frac{A_v}{Sh}$$

$$\rho_h = \frac{1.27 \times 2}{30 \times 30}$$

$$\rho_h = 0.002822 \geq 0.0025 \text{ (OK)}$$

Verificación del espaciamiento del refuerzo horizontal; no debe ser mayor a lo siguiente:

$$s \leq \begin{cases} 3h = 3 \times 0.30 = 0.90m \\ 0.40m \end{cases}$$

El espaciamiento de diseño es correcto por ser inferior al máximo espaciamiento requerido por la norma E.060, por lo tanto, Usamos: Ø 1/2" @0.30 en cada cara.

- **Refuerzo vertical por corte:**

Cálculo de la cuantía del refuerzo vertical:

Sin embargo, no necesita ser mayor que el refuerzo horizontal requerido

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_w}{L_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{2950}{670} \right) (0.002822 - 0.0025)$$

$$0.002193 \leq 0.0025$$

Por lo tanto, se usará la cuantía mínima siendo  $\rho_v = 0.0025$

El área de refuerzo a un 1m se calculará mediante la siguiente expresión:

$$A_{sv} = \rho_v b h$$

$$A_{sv} = 0.0025 \times 100 \times 30 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espaciamiento para el refuerzo vertical:

Se propone usar varillas de Ø 1/2"

$$s = \frac{A_v}{A_{sv}}$$

$$s = \frac{2 \times 1.27 \text{ cm}^2}{7.5 \text{ cm}^2/m} = 0.338 \text{ m} \approx 0.30 \text{ m}$$

Verificación del espaciamiento del refuerzo horizontal; no debe ser mayor a lo siguiente:

$$s \leq \begin{cases} 3h = 3 \times 0.30 = 0.90m \\ 0.40m \end{cases}$$

El espaciamiento de diseño es correcto por ser inferior al máximo espaciamiento requerido por la norma E.060, por lo tanto, Usamos: Ø 1/2" @0.30 en cada cara.

El acero vertical distribuido en doble malla será de 18 Ø 1/2" @0.30

- **Columna de confinamiento:**

Cálculo de la altura del bloque equivalente de compresión:

$$a = d - \left( d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 F'_c b} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$a = 536 - \left( 536^2 - \frac{2 \times 1694.48 \times 10^5}{0.90 \times 0.85 \times 210 \times 60} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$a = 33.87 \text{ cm}$$

Cálculo de área de acero requerido:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y \left( d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{1694.48 \times 10^5}{0.90 \times 4200 \times \left( 536 - \frac{33.87}{2} \right)}$$

$$A_s = 86.36 \text{ cm}^2$$

Usamos 18 Ø 1" (91.26 cm<sup>2</sup>) distribuidos en el borde de confinamiento, con la cual se calcula la cuantía:

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{b \times h} = \frac{91.26}{70 \times 60} = 0.021729$$

Se aprecia que la cuantía es mayor al 1% y menor al 6% cumpliendo así con lo que indica la E.060.

Cálculo de la carga axial última máxima para columnas con estribos:

$$P_{u \text{ máx}} = \phi 0.80 [0.85 \times F'_c \times (A_g - A_{st}) + A_{st} \times F_y]$$

$$P_{u \text{ máx}} = 0.70 \times 0.80 [0.85 \times 210 \times (4200 - 91.26) + 91.26 \times 4200]$$

$$P_{u \text{ máx}} = 625.35 \text{ Ton}$$

Se verifica que:

$$P_{u \text{ máx}} > P_u$$

$$625.35 \text{ Ton} > 540.55 \text{ Ton (OK)}$$

- **Verificación por flexocompresión:**

Una vez conocido la distribución de acero en los bordes de confinamiento y a lo largo del muro, se extrae las cargas actuantes en la sección para posteriormente evaluarlas en el diagrama de interacción la cual representa la capacidad resistente de la sección, dichas cargas actuantes se muestran a continuación:

Tabla 120. *Cargas actuantes en la placa a diseñar.*

<b>Carga</b>	<b>P (Ton)</b>	<b>V x (Ton)</b>	<b>V y (Ton)</b>	<b>M x (Ton.m)</b>	<b>M y (Ton.m)</b>
<b>Dead</b>	-	0.49	1.23	11.35	1.93
<b>Live</b>	-62.06	0.15	0.45	3.40	0.71
<b>S_DINACX Max</b>	59.07	46.96	2.18	341.71	7.99
<b>S_DINACY Max</b>	14.47	266.19	0.09	1,676.04	0.31

Tabla 121. *Combinaciones de carga actuantes para la placa a diseñar.*

<b>Combinación</b>	<b>P (Ton)</b>	<b>V x (Ton)</b>	<b>V y (Ton)</b>	<b>M x (Ton.m)</b>	<b>M y (Ton.m)</b>
<b>1.4CM+1.7CV</b>	-540.55	0.94	2.49	21.67	3.92
<b>1.25(CM+CV) + CSX</b>	-406.95	47.76	4.28	360.15	11.3
<b>1.25(CM+CV) - CSX</b>	-525.08	-46.16	-0.08	-323.27	-4.68
<b>1.25(CM+CV) + CSY</b>	-451.54	266.99	2.19	1694.48	3.62
<b>1.25(CM+CV) - CSY</b>	-480.49	-265.39	2.01	-1657.61	3
<b>0.9CM+CSX</b>	-220.61	47.4	3.29	351.93	9.73
<b>0.9CM-CSX</b>	-338.74	-46.52	-1.08	-331.49	-6.25
<b>0.9CM+CSY</b>	-265.2	266.64	1.19	1686.26	2.05
<b>0.9CM-CSY</b>	-294.15	-265.75	1.02	-1665.82	1.43

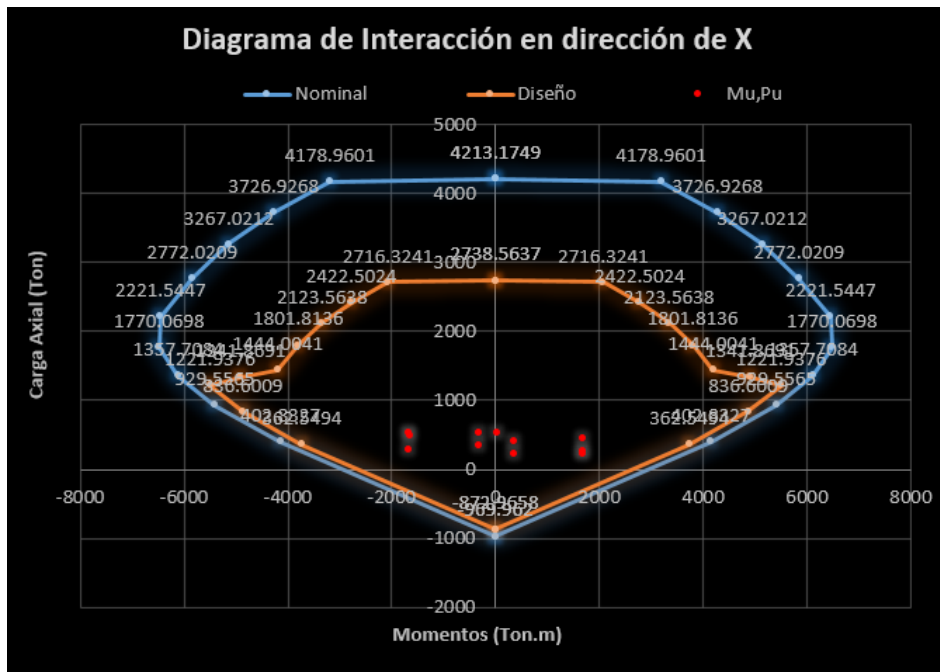


Figura 176. Diagrama de interacción de la placa de diseño en la dirección X.  
Fuente: Propia.

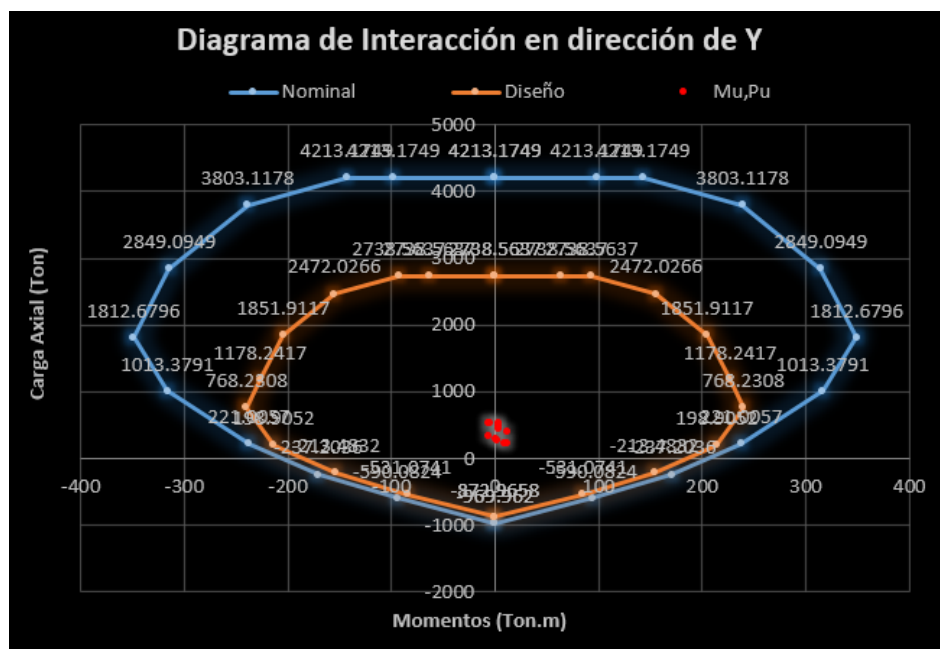


Figura 177. Diagrama de interacción de la placa de diseño en la dirección Y.  
Fuente: Propia.

Se aprecia que todas combinaciones de carga para ambas direcciones de análisis se encuentran dentro del diagrama de interacción de diseño y con una lejanía notable con respecto al límite, por lo tanto, el refuerzo asumido preliminarmente es adecuado para la sección de la placa siendo capaz de resistir la solicitud de cargas y momentos.

Adicionalmente la norma E.060 mencionó algunos requerimientos para el diseño de los muros estructurales con disposiciones especiales para el diseño sísmico, establece que la fuerza cortante de diseño debe ajustarse, mediante la siguiente expresión:

$$V_u \geq V_{ua} \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right) , \quad \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right) \leq R$$

Se tiene una fuerza cortante  $V_u = 266.99$  Ton. Para este caso de carga se tiene un  $P_u = 451.54$  Ton,  $M_u = 1694.48$  Ton, obteniendo así del diagrama de interacción un  $M_n = 4090$  Ton.

Se verifica que:

$$\left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right) \leq R$$

$$\left( \frac{4090}{1694.48} \right) = 2.41 \leq 6 \text{ (OK)}$$

Cortante de diseño:

$$V_u \geq V_{ua} \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

$$V_u \geq 266.99 \times (2.41) = 643.45 \text{ Ton}$$

Verificación por cortante:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$643.72 \text{ Ton} \geq 643.45 \text{ Ton (OK)}$$

- **Cálculo del refuerzo transversal del elemento de borde de acuerdo con las consideraciones del ACI318 – 2014:**

El área bruta del borde de confinamiento es:

$$A_g = 70 \times 60 = 4200 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área de la sección transversal medida entre los bordes externos del refuerzo transversal:

Se tiene que:

$$r = 4 \text{ cm (recubrimiento)}$$

Cálculo de las dimensiones transversales del núcleo del miembro medida entre los bordes externos del refuerzo transversal:

$$b_c = b - (2 \times r) = 70 - (2 \times 4) = 62 \text{ cm}$$

$$b_c = h - (2 \times r) = 60 - (2 \times 4) = 52 \text{ cm}$$

Teniendo así un área de:

$$A_{ch} = 62 \times 52 = 3224 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espaciamiento del refuerzo de confinamiento

$$S_{min} = \begin{cases} \frac{t_{min}}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \\ 8d_b = 8 \times 2.54 = 20.32 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Se opta por el menor espaciamiento 15 cm

Cálculo del refuerzo transversal de los elementos de borde en sentido transversal en planta de la placa:

$$b_c = 62 \text{ cm}$$

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3sb_c \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{F'_c}{F_y} = 0.3 \times 15 \times 62 \left( \frac{4200}{3224} - 1 \right) \frac{210}{4200} = 4.22 \text{ cm}^2 \\ 0.09sb_c \frac{F'_c}{F_y} = 0.09 \times 15 \times 62 \times \frac{210}{4200} = 4.19 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Se toma la mayor área de acero requerido:

$$A_{sh} = 4.22 \text{ cm}^2$$

Usamos 6 Ø 3/8" (4.26 cm<sup>2</sup>)

Cálculo del refuerzo transversal de los elementos de borde en sentido longitudinal en planta de la placa:

$$b_c = 52 \text{ cm}$$

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3sb_c \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{F'_c}{F_y} = 0.3 \times 15 \times 52 \left( \frac{4200}{3224} - 1 \right) \frac{210}{4200} = 3.54 \text{ cm}^2 \\ 0.09sb_c \frac{F'_c}{F_y} = 0.09 \times 15 \times 52 \times \frac{210}{4200} = 3.54 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Se toma la mayor área de acero requerido:

$$A_{sh} = 3.54 \text{ cm}^2$$

Usamos 5 Ø 3/8" (3.55 cm<sup>2</sup>)

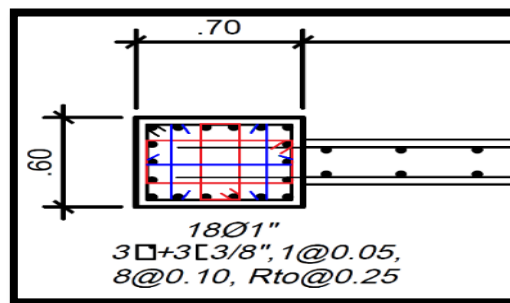


Figura 178. Detalle del refuerzo transversal en el borde de confinamiento.

Fuente: Propia

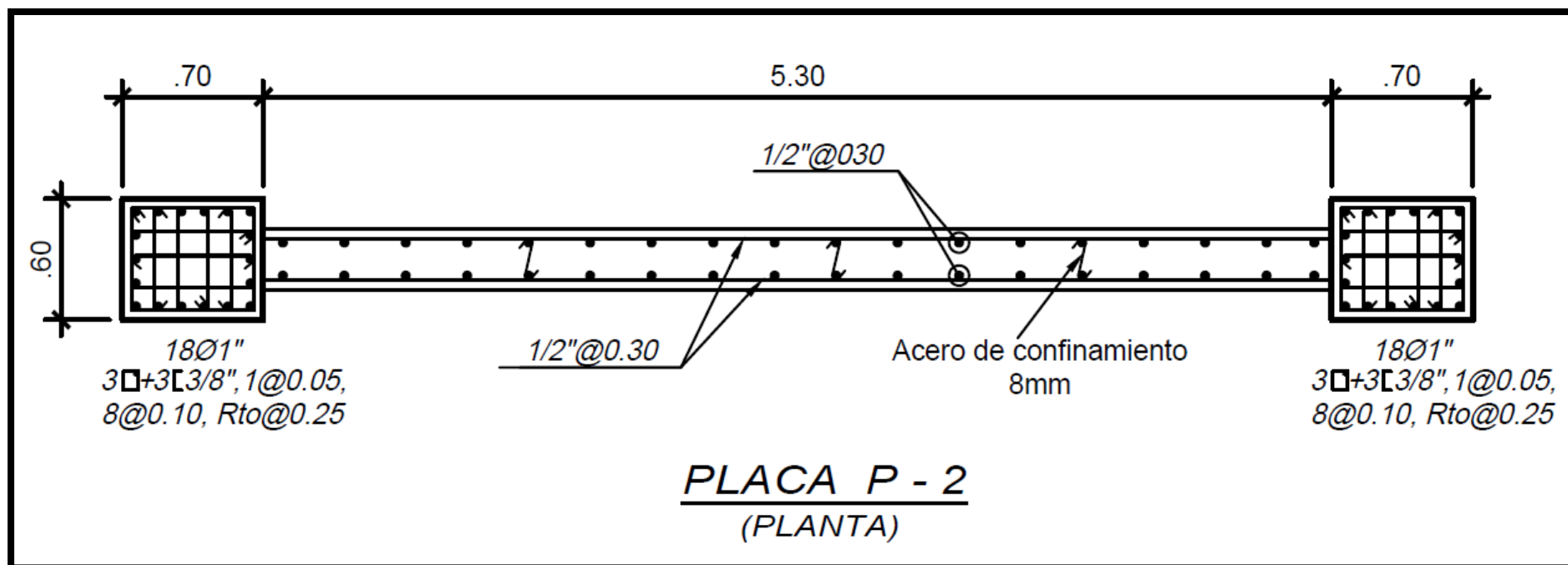


Figura 179. Armado final de la placa.  
Fuente: Propia.



#### 4.12.4. Diseño de Losa Maciza

Para el diseño de losa y cimentación se apoyará del software Safe de donde se extraerá los diagramas de momentos y fuerzas cortantes, a su vez se verificará los esfuerzos, se opta por diseñar la losa del 5to piso y es diseñado por las cargas de servicio amplificadas.

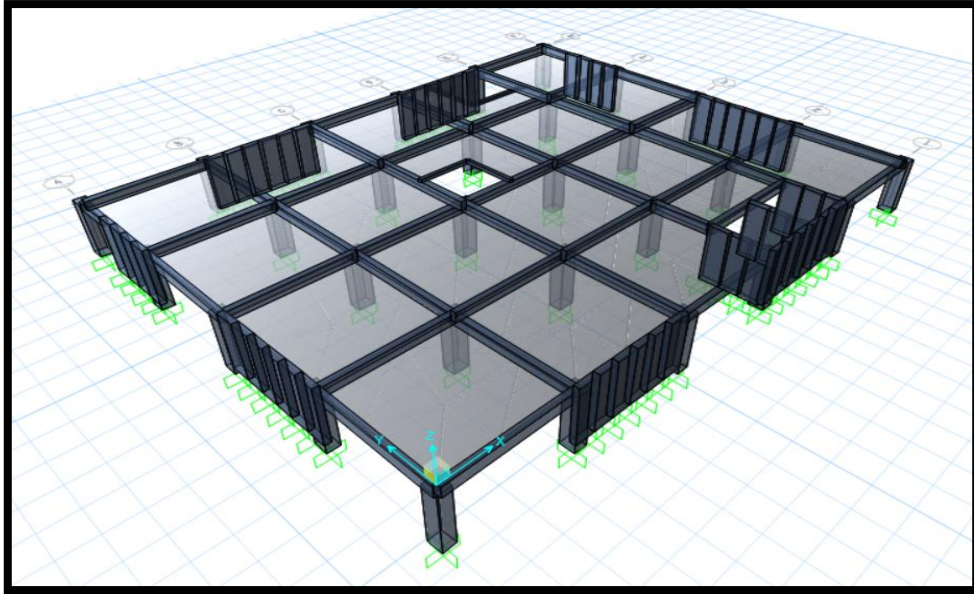


Figura 180. Vista 3D del entrepiso 5 modelada en el software Safe.  
Fuente: Propia.

Evaluación de esfuerzo en la losa:

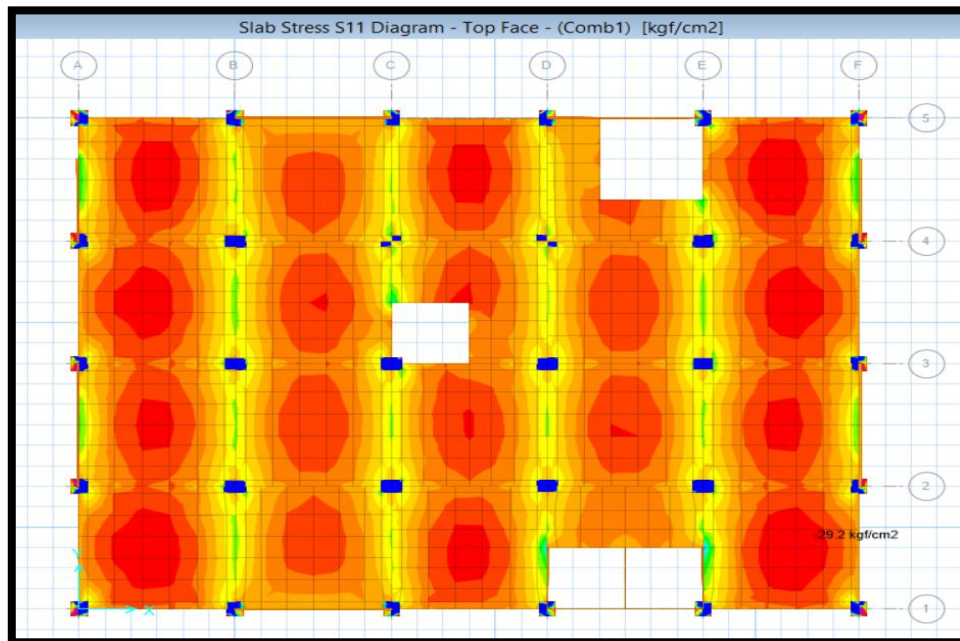
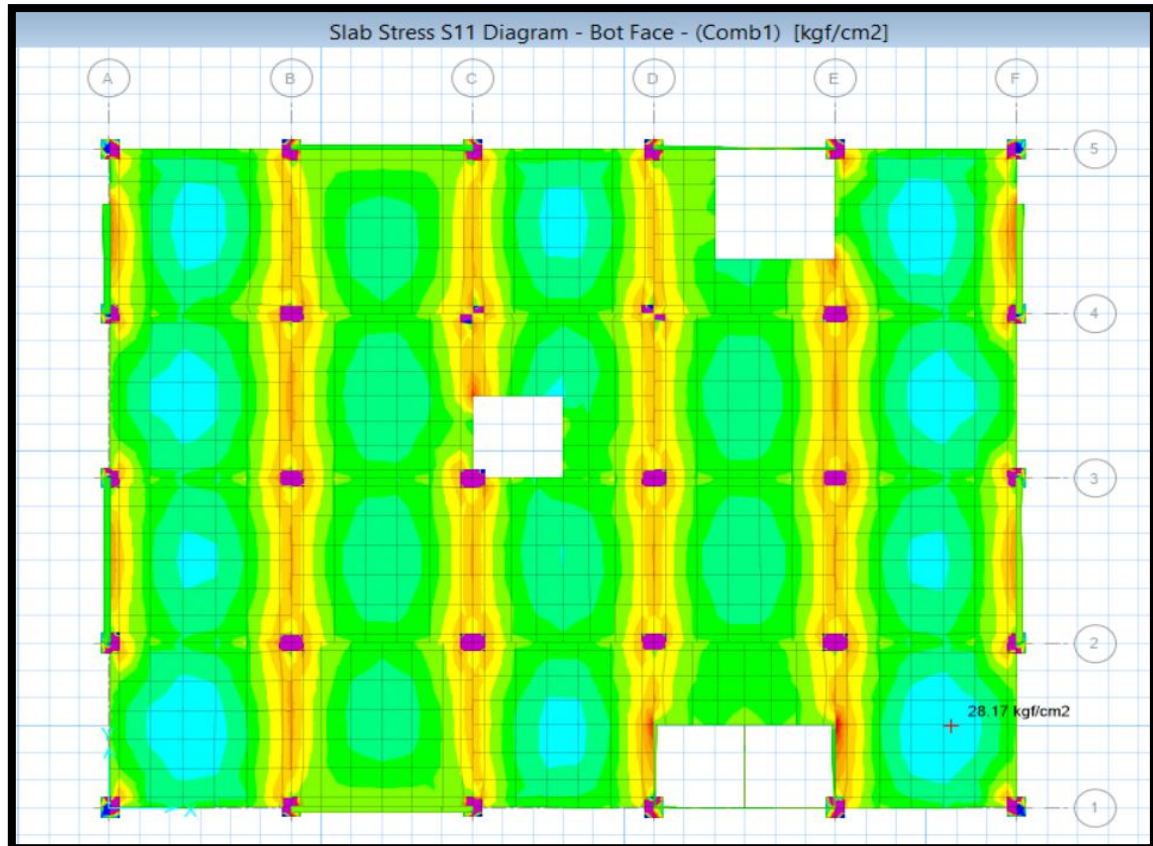


Figura 181. Distribución de esfuerzos de compresión por flexión de la losa maciza del piso 5 en el eje X.  
Fuente: Propia.

Visualizamos los esfuerzos en el eje local 1 la cual es en dirección X, se verifica los esfuerzos de compresión en la zona central de los tramos, lo cual son representados con los valores negativos (-), del grafico se obtiene el valor máximo de 29.20 kg/cm<sup>2</sup> lo cual es inferior a 210kg/cm<sup>2</sup>, por lo tanto, la losa es capaz de resistir los esfuerzos de compresión.



*Figura 182.* Distribución de esfuerzos de tracción por flexión de la losa maciza del piso 5 en el eje X.  
Fuente: Propia.

Verificamos los esfuerzos de tracción por flexión de la losa, para lo cual del grafico se obtiene el valor máximo de 28.17 kg/cm<sup>2</sup>.

$$F_r = 2\sqrt{210}$$

$$F_r = 28.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{c_t} < F_r \text{ Concreto no se agrieta}$$

$$28.17 \text{ kg/cm}^2 < 28.98 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, la losa está en óptimas condiciones siendo capaz de resistir los esfuerzos de tracción. con un espesor de 0.20m.



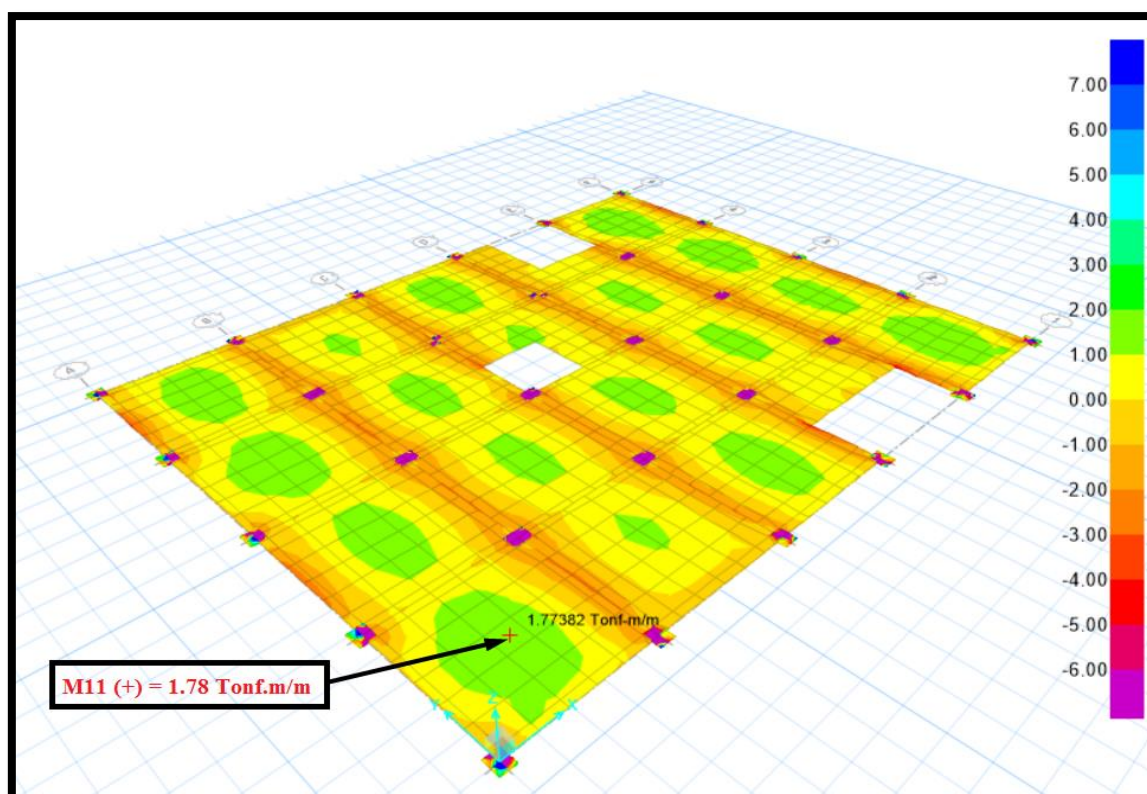


Figura 183. Distribución de esfuerzos de la losa maciza del piso 5 en el eje X.  
Fuente: Propia.

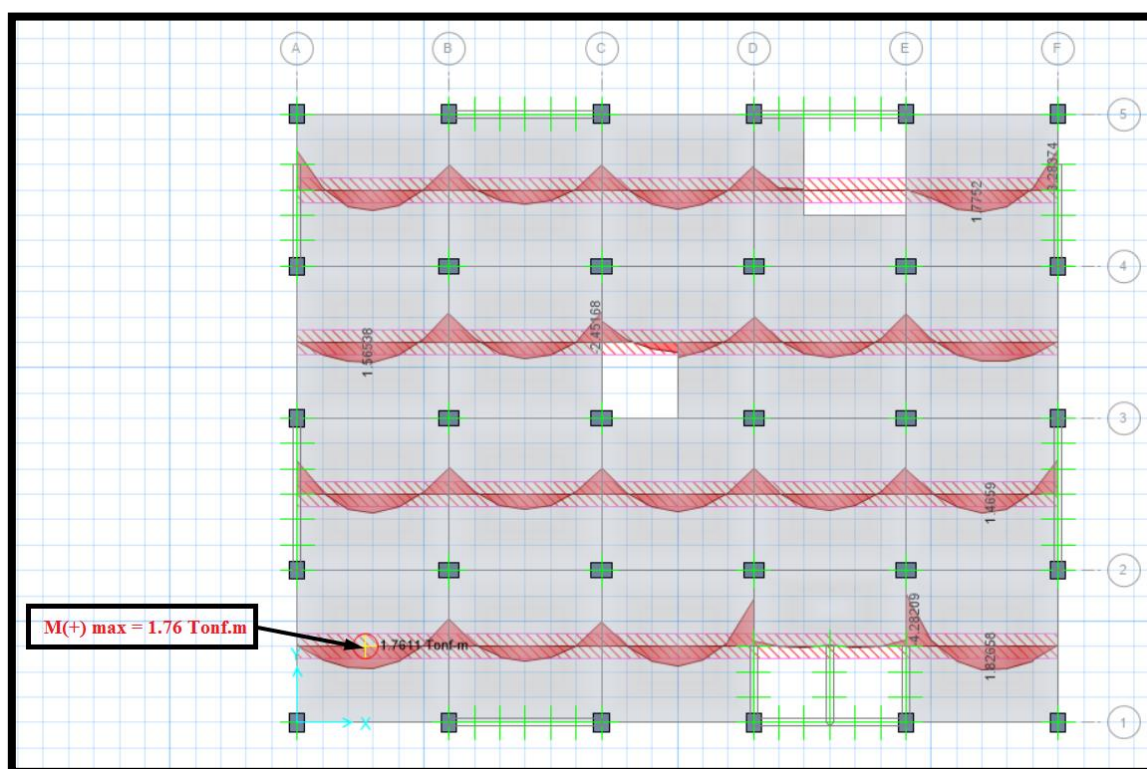


Figura 184. Diagrama de momentos flectores en la losa maciza del piso 5 en el eje X.  
Fuente: Propia.

De acuerdo al grafico se tiene que los momentos de diseño son:

$$M_{u\max}(+) = 1.78 \text{ Ton.m}$$

$$M_{u\max}(-) = 2.24 \text{ Ton.m}$$

- **Diseño por flexión:**

Se diseña a un ancho de 1m de losa.

Acero positivo  $A_s^+$ :

$$M_u(+) = 1.78 \text{ Ton.m}$$

- Cálculo de la altura del bloque equivalente de compresiones:

$$a = d - \left( d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 F'_c b} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$a = 17 - \left( 17^2 - \frac{2 \times 1.78 \times 10^5}{0.90 \times 0.85 \times 210 \times 100} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$a = 0.66 \text{ cm}$$

- Cálculo del área de acero requerido:

$$A_s^+ = \frac{M_u}{\phi F_y \left( d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s^+ = \frac{1.78 \times 10^5}{0.90 \times 4200 \times \left( 17 - \frac{0.66}{2} \right)}$$

$$A_s^+ = 2.83 \text{ cm}^2$$

Acero negativo  $A_s^-$ :

$$M_u(-) = 2.24 \text{ Ton.m}$$

- Cálculo de la altura del bloque equivalente de compresiones:

$$a = d - \left( d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 F'_c b} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$a = 17 - \left( 17^2 - \frac{2 \times 2.24 \times 10^5}{0.90 \times 0.85 \times 210 \times 100} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$a = 0.84 \text{ cm}$$

- Cálculo del área de acero requerido:

$$A_s^- = \frac{M_u}{\phi F_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s^- = \frac{2.24 \times 10^5}{0.90 \times 4200 \times (17 - \frac{0.84}{2})}$$

$$A_s^- = 3.57 \text{ cm}^2$$

Verificación acero mínimo:

$$A_{s \min} = 0.0018 \times b \times h$$

$$A_{s \min} = 0.0018 \times 100 \times 17$$

$$A_{s \min} = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$A_s^+ = 2.83 \text{ cm}^2, \quad A_s^- = 3.57 \text{ cm}^2 \leq A_{s \min} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Se aprecia que el acero negativo máximo requerido es inferior al acero mínimo, por lo que se opta para los restantes paños el acero mínimo.

Cálculo del espaciamiento del refuerzo:

Para ello se opta por el acero a colocar siendo este de  $\emptyset 3/8''$

$$S = \frac{A_b}{A_s}$$

$$S = \frac{0.71 \text{ cm}^2}{3.60 \text{ cm}^2/m} = 0.19 \text{ m} \approx 0.15 \text{ m}$$

Verificación del espaciamiento del refuerzo; no debe ser mayor a lo siguiente:

$$S \leq \begin{cases} 3h = 3 \times 0.20 = 0.6 \text{ m} \\ 0.40 \text{ m} \end{cases}$$

El espaciamiento de diseño es correcto por ser inferior al máximo espaciamiento requerido por la norma E.060, por lo tanto, Usar:  $\emptyset 3/8'' @ 0.15 \text{ m}$ .

Cabe indicar que no se requiere de armadura de contracción y temperatura puesto a que el refuerzo por flexión esta dado en las dos direcciones.

- Diseño por corte:

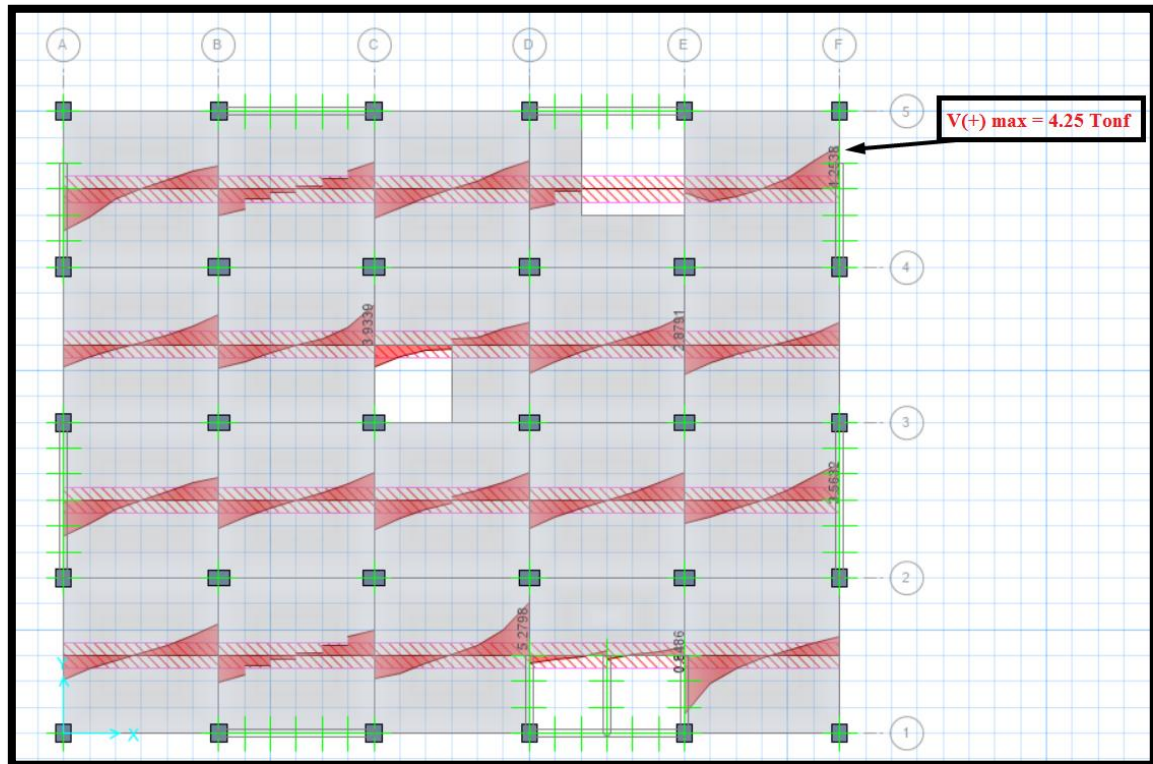


Figura 185. Diagrama de fuerzas cortantes en la losa maciza del piso 5 en el eje X.

Fuente: Propia.

De acuerdo al grafico se tiene que fuerza cortante de diseño es:

$$V_{u\max(+)} = 4.25 \text{ Ton.m}$$

Resistencia nominal:

$$\phi = 0.85 \text{ (Cortante)}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

Resistencia al corte aportado por el concreto:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{F'c} b d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 17$$

$$\phi V_c = 11.10 \text{ Ton}$$

Verificación de la cortante:

$$11.10 \text{ Ton} \geq 4.25 \text{ Ton (OK)}$$



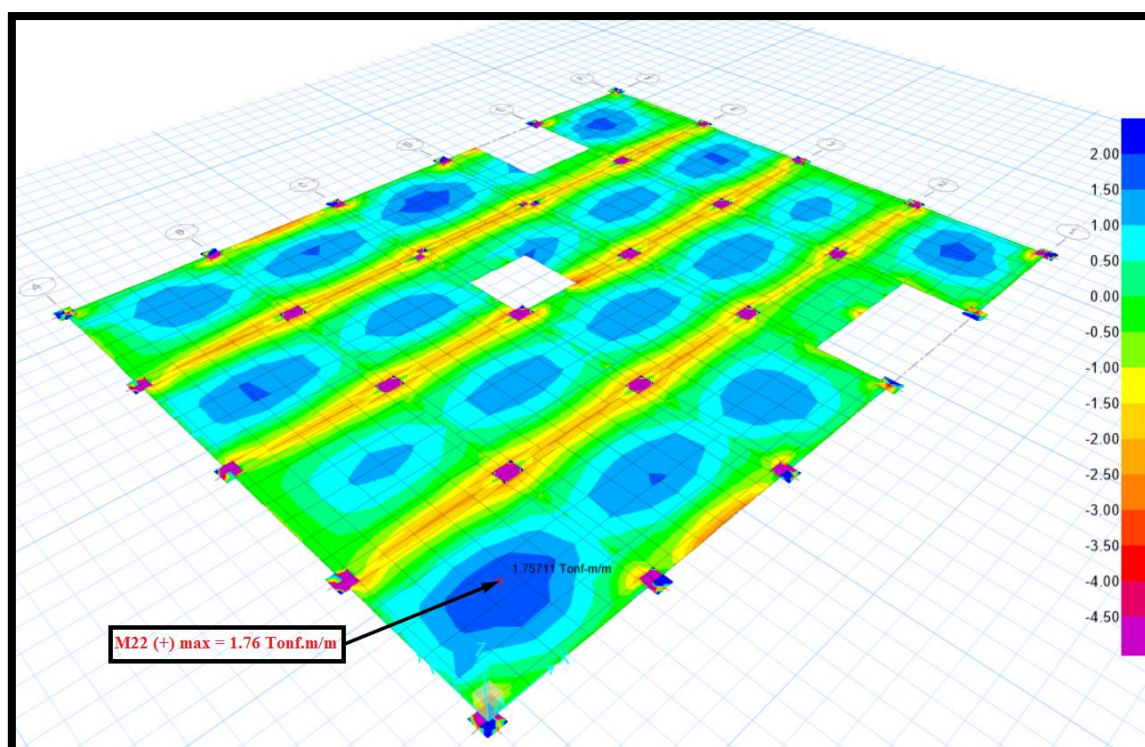


Figura 186. Distribución de esfuerzos de la losa maciza del piso 5 en el eje Y.  
Fuente: Propia.

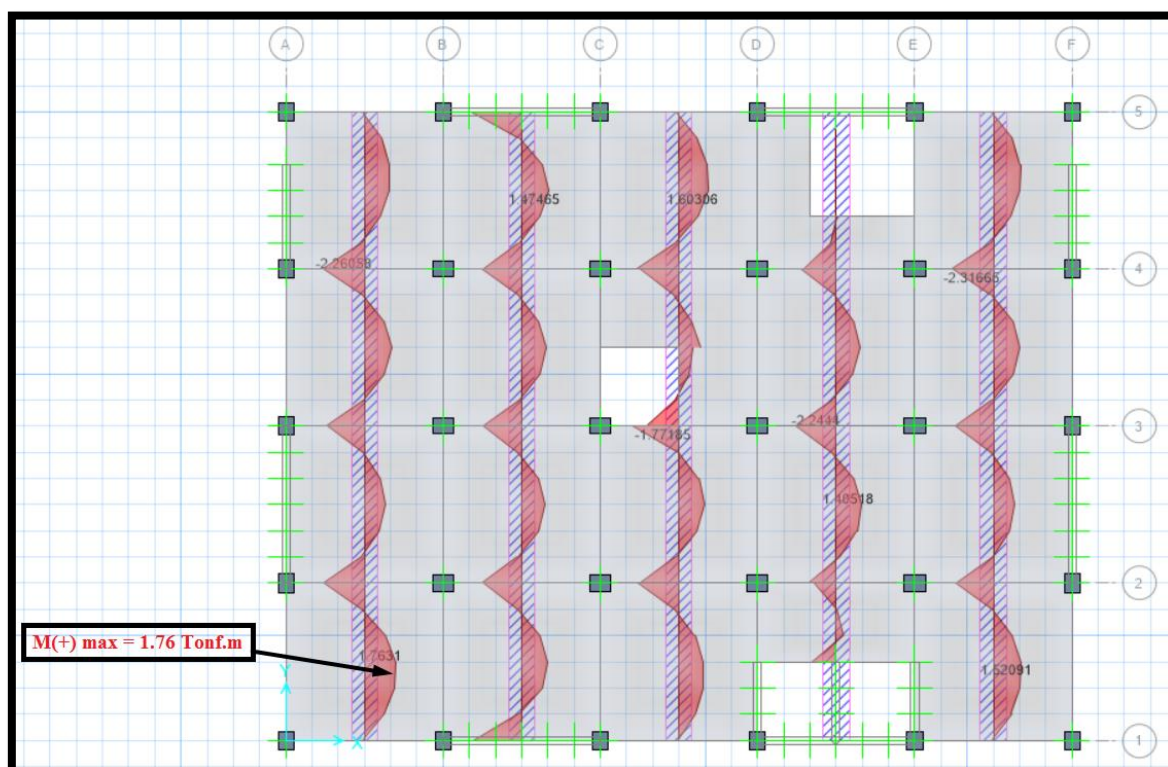


Figura 187. Diagrama de momentos flectores en la losa maciza del piso 5 en el eje Y.  
Fuente: Propia.

De acuerdo al grafico se tiene que los momentos de diseño son:

$$M_{u\max}(+) = 1.76 \text{ Ton.m}$$

$$M_{u\max}(-) = 2.27 \text{ Ton.m}$$

- **Diseño por flexión:**

Se diseña a un ancho de 1m de losa.

Acero positivo  $A_s^+$ :

$$M_u(+) = 1.76 \text{ Ton.m}$$

- Cálculo de la altura del bloque equivalente de compresiones:

$$a = d - \left( d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 F'_c b} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$a = 17 - \left( 17^2 - \frac{2 \times 1.76 \times 10^5}{0.90 \times 0.85 \times 210 \times 100} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$a = 0.66 \text{ cm}$$

- Cálculo del área de acero requerido:

$$A_s^+ = \frac{M_u}{\phi F_y \left( d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s^+ = \frac{1.76 \times 10^5}{0.90 \times 4200 \times \left( 17 - \frac{0.66}{2} \right)}$$

$$A_s^+ = 2.79 \text{ cm}^2$$

Acero negativo  $A_s^-$ :

$$M_u(-) = 2.27 \text{ Ton.m}$$

- Cálculo de la altura del bloque equivalente de compresiones:

$$a = d - \left( d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 F'_c b} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$a = 17 - \left( 17^2 - \frac{2 \times 2.27 \times 10^5}{0.90 \times 0.85 \times 210 \times 100} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$a = 0.85 \text{ cm}$$



- Cálculo del área de acero requerido:

$$A_s^- = \frac{M_u}{\phi F_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s^- = \frac{2.27 \times 10^5}{0.90 \times 4200 \times (17 - \frac{0.85}{2})}$$

$$A_s^- = 3.62 \text{ cm}^2$$

Verificación acero mínimo:

$$A_{s \min} = 0.0018 \times b \times h$$

$$A_{s \min} = 0.0018 \times 100 \times 17$$

$$A_{s \min} = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$A_s^+ = 2.79 \text{ cm}^2, \quad A_{s \min} = 3.60 \text{ cm}^2 \leq A_s^- = 3.62 \text{ cm}^2$$

Se aprecia que el acero negativo máximo requerido es superior al acero mínimo por una mínima diferencia, por lo que se opta para los restantes paños el acero mínimo.

Cálculo del espaciamiento del refuerzo:

Para ello se opta por el acero a colocar siendo este de Ø 3/8"

$$S = \frac{A_b}{A_s}$$

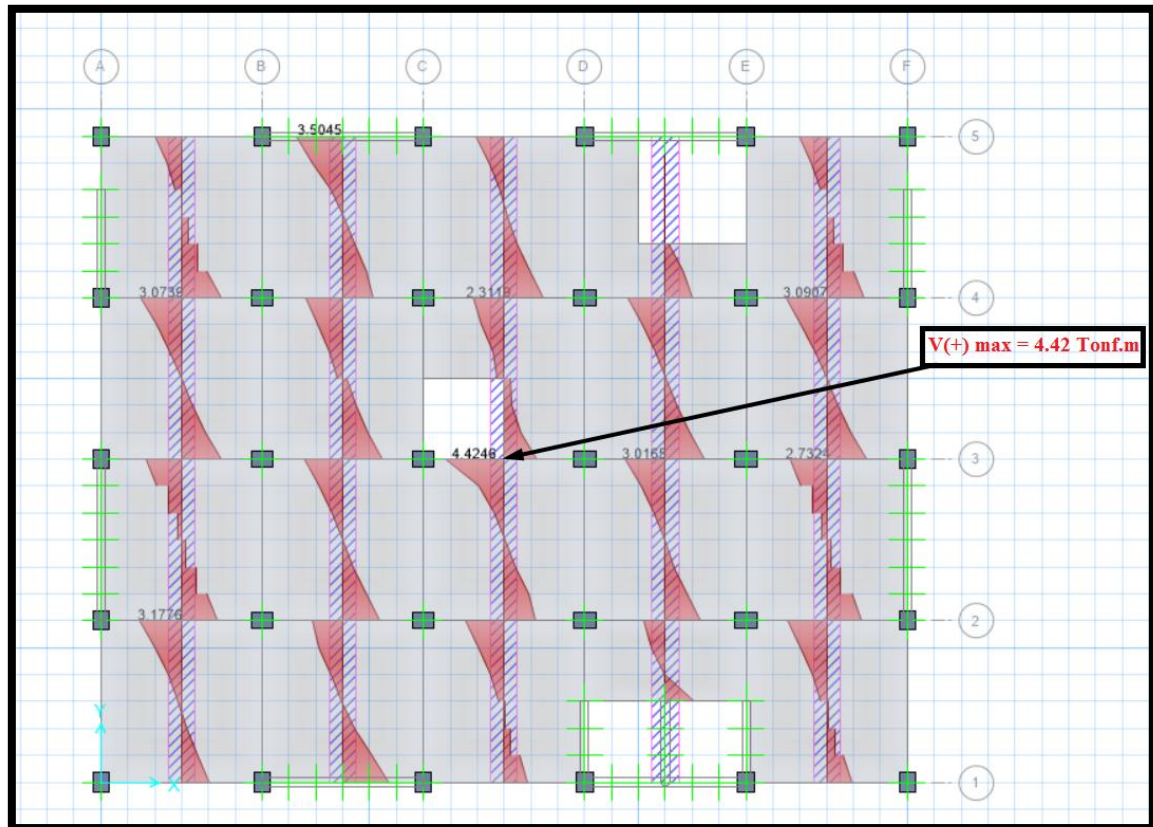
$$S = \frac{0.71 \text{ cm}^2}{3.62 \text{ cm}^2 / m} = 0.19 \text{ m} \approx 0.15 \text{ m}$$

Verificación del espaciamiento del refuerzo; no debe ser mayor a lo siguiente:

$$S \leq \begin{cases} 3h = 3 \times 0.20 = 0.60 \text{ m} \\ 0.40 \text{ m} \end{cases}$$

El espaciamiento de diseño es correcto por ser inferior al máximo espaciamiento requerido por la norma E.060, por lo tanto, Usar: Ø 3/8" @ 0.15 m.

- **Diseño por corte:**



*Figura 188.* Diagrama de fuerzas cortantes en la losa maciza del piso 5 en el eje Y.

Fuente: Propia.

De acuerdo al grafico se tiene que fuerza cortante de diseño es:

$$V_{u\max}(+) = 4.42 \text{ Ton.m}$$

Resistencia nominal:

$$\phi = 0.85 \text{ (Cortante)}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

Resistencia al corte aportado por el concreto:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{F'c} b d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 17$$

$$\phi V_c = 11.10 \text{ Ton}$$

Verificación de la cortante:

$$11.10 \text{ Ton} \geq 4.42 \text{ Ton (OK)}$$

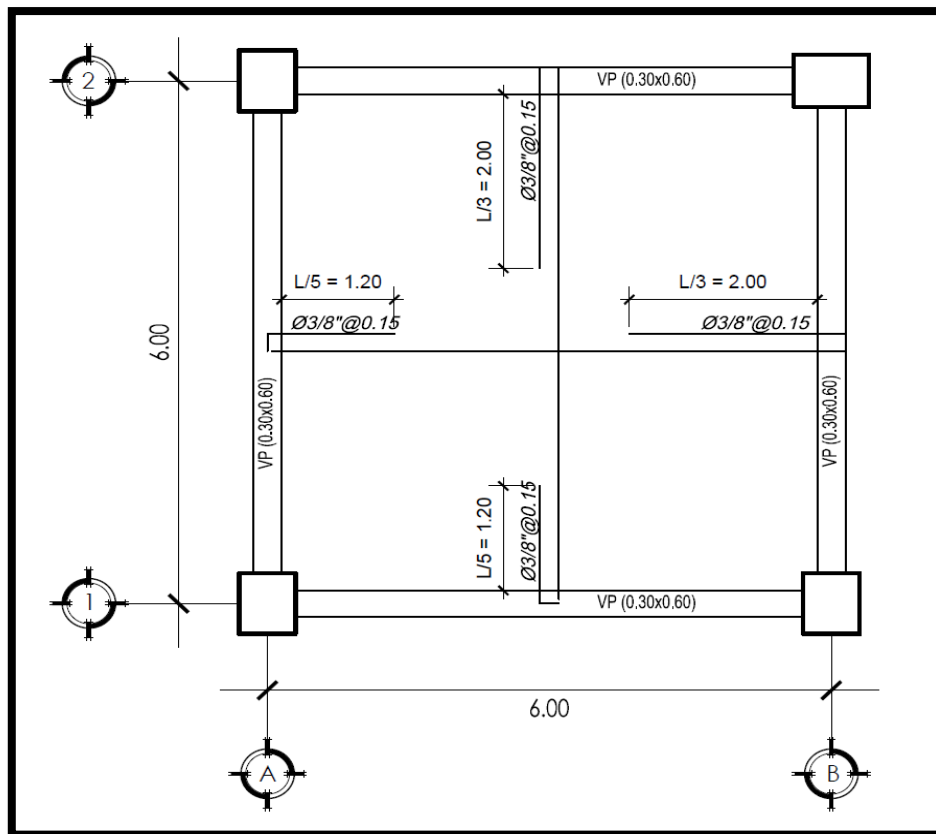
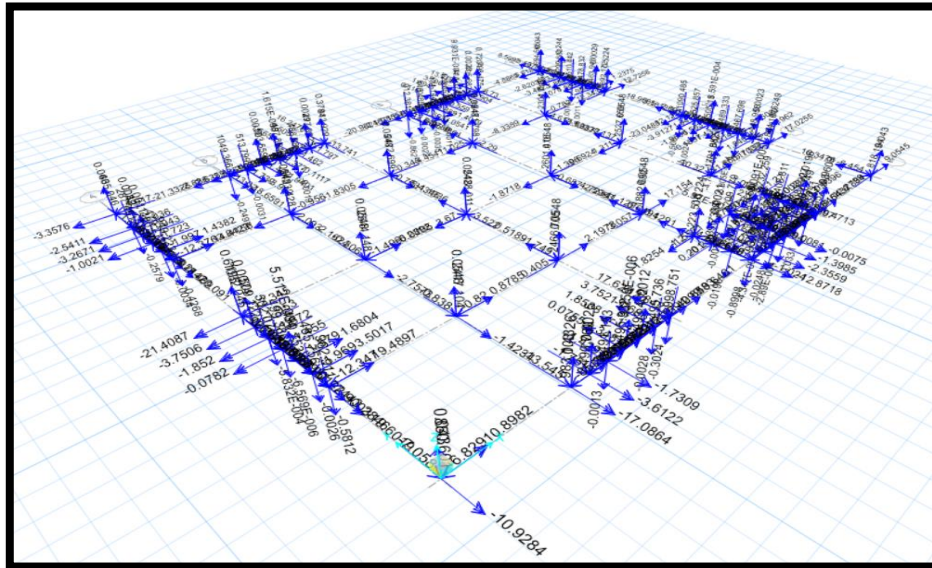


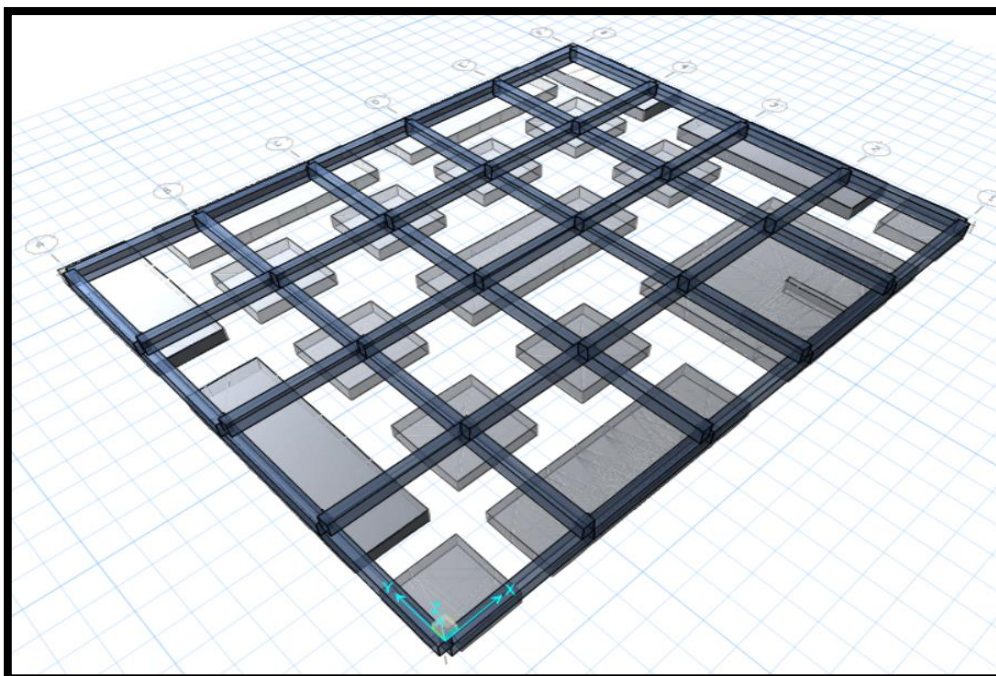
Figura 189. Distribución del refuerzo final en la losa maciza.  
Fuente: Propia.

#### 4.12.5. Diseño de Cimentación

La cimentación planteada fue de zapatas conectadas la cual será diseñada en el software Safe, teniendo como datos del Etabs las cargas transmitidas de la superestructura a la base, posteriormente del diseño se extrae los diagramas de momentos flectores para la determinación de distribución de acero, seguidamente en los cálculos se verificará la cortante actuante por punzonamiento y por flexión vs la cortante aportada por el concreto

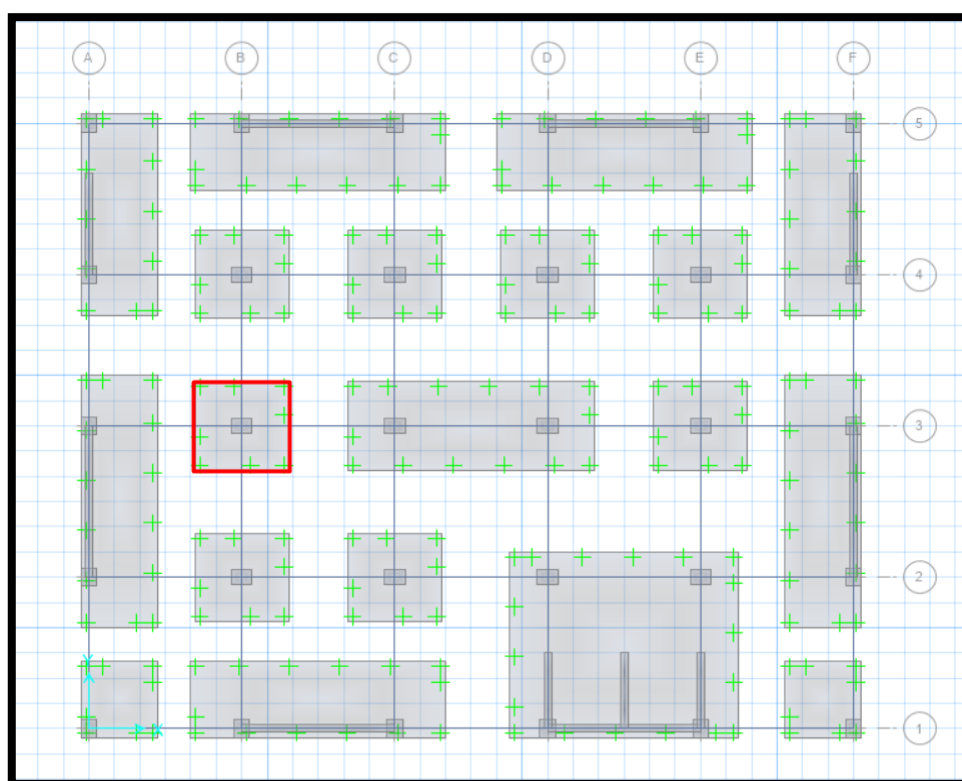






*Figura 192. Vista 3D de la cimentación.*  
Fuente: Propia.

Diseño de zapata central:



*Figura 193. Selección de zapata a diseñar de la cimentación.*  
Fuente: Propia.

Se obtiene las cargas actuantes para el diseño obtenidas del modelo estructural, la cuales se detallan en la siguiente tabla:

Tabla 122. *Cargas actuantes en la zapata a diseñar.*

Piso	Caso de carga/combo	FZ (Tonf)	MX (Tonf.m)	MY (Tonf.m)
Base	Dead	259.43	-0.0021	0.2812
Base	Live	75.80	-0.0061	0.0855
Base	Servicio	335.23	-0.0082	0.3667
Base	Comb1	492.06	-0.0133	0.5390

**Verificación de excentricidades:**

$$e_x = \frac{M_y}{P} < \frac{b}{6}$$

$$e_x = \frac{0.3667 \times 10^5}{335.23 \times 10^3} < \frac{370}{6}$$

$$e_x = 0.11 \text{ cm} < 61.677 \text{ cm (OK)}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} < \frac{L}{6}$$

$$e_y = \frac{0.0082 \times 10^5}{335.23 \times 10^3} < \frac{350}{6}$$

$$e_y = 0.002 \text{ cm} < 61.677 \text{ cm (OK)}$$

Se tiene que:

$$P_M = 259.43 \text{ Ton}$$

$$P_V = 75.80 \text{ Ton}$$

Teniendo como carga de servicio:

$$P_{Serv} = 335.23 \text{ Ton}$$

Reacción amplificada del suelo:

$$P_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$P_u = 1.4 \times 259.43 + 1.7 \times 75.80$$

$$P_u = 492.06 \text{ Ton}$$

$$W_{nu} = \frac{P_u}{A_z}$$

$$W_{nu} = \frac{492.06 \text{ Ton}}{12.95 \text{ m}^2} = 38.00 \text{ Ton/m}^2$$

Se calcula que:

$$\beta_c = \frac{D_{mayor}}{D_{menor}} = \frac{0.80}{0.60} = 1.33 \leq 2$$

entonces usar:

$$V_{cp} = 1.06 \times \sqrt{F'c} \times b_0 \times d$$

Cálculo del peralte efectivo:

Se asume:

$$r = 0.075 \text{ m}$$

$$d = h_c - r = 0.70 - 0.075 = 0.625 \text{ m}$$

Sección crítica de corte por punzonamiento:

$$b_0 = 2(b + d) + 2(t + d)$$

$$b_0 = 2(0.80 + 0.625) + 2(0.60 + 0.625)$$

$$b_0 = 5.30 \text{ m}$$

Siendo el área crítica:

$$A_0 = (b + d) \times (t + d)$$

$$A_0 = (0.80 + 0.625) \times (0.60 + 0.625)$$

$$A_0 = 1.75 \text{ m}^2$$

Cálculo del corte ultimo por punzonamiento actuante:

$$V_{up} = P_u - (W_{nu} \times A_0)$$

$$V_{up} = 492.06 - (38.00 \times 1.75)$$

$$V_{up} = 425.72 \text{ Ton}$$

Verificación de corte por punzonamiento:

Resistencia al corte por punzonamiento aportado por el concreto:

$$\phi V_{cp} = \phi 1.06 \times \sqrt{F'c} \times b_0 \times d$$

$$\phi V_{cp} = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 10 \times 5.30 \times 0.625$$

$$\phi V_{cp} = 432.50 \text{ Ton}$$

Se verifica:

$$V_{up} \leq \phi V_{cp}$$

$$425.72 \text{ Ton} \leq 432.50 \text{ Ton (OK)}$$

Verificación de resistencia del concreto al corte por flexión en dirección longitudinal:

Cortante por flexión actuante:

$$V_{ud} = (W_{nu} \times S) \times (L_{v1} - d)$$

$$V_{ud} = (38.00 \times 3.50) \times (1.45 - 0.625)$$

$$V_{ud} = 109.73 \text{ Ton}$$

Resistencia al corte por flexión aportado por el concreto:

$$V_c = \phi 0.53 \sqrt{F'_c} b_w d$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 3.50 \times 0.625$$

$$V_c = 142.81 \text{ Ton}$$

Se verifica:

$$V_{ud} \leq \phi V_c$$

$$109.73 \text{ Ton} \leq 142.81 \text{ Ton (OK)}$$

Diseño del refuerzo longitudinal por flexión:

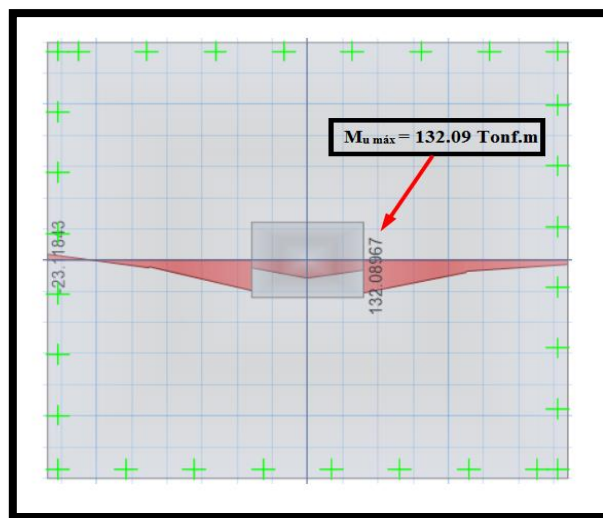


Figura 194. Diagrama de momento flector en la zapata central en el eje X.  
Fuente: Propia

De acuerdo al grafico se tiene el momento máximo de:

$$M_u = 132.09 \text{ Ton. m}$$

Calculo de la altura del bloque equivalente de compresión:

$$a = d - \left( d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 F'_c b} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$a = 62.5 - \left( 62.5^2 - \frac{2 \times 132.09 \times 10^5}{0.90 \times 0.85 \times 210 \times 350} \right)^{\frac{1}{2}}$$



$$a = 3.88 \text{ cm}$$

Cálculo de área de acero requerido:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s = \frac{132.09 \times 10^5}{0.90 \times 4200 \times (62.5 - \frac{3.88}{2})}$$

$$A_s = 57.70 \text{ cm}^2$$

Verificación del acero mínimo:

$$A_{s \text{ mín}} = \rho_{\text{mín}} b d$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0018 \times 350 \times 61.5$$

$$A_{s \text{ mín}} = 38.75 \text{ cm}^2$$

Se verifica:

$$A_s > A_{s \text{ mín}}$$

$$57.70 \text{ cm}^2 > 38.75 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

Nº de acero para su distribución:

Usando varillas de Ø 3/4"

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset}}$$

$$n = \frac{57.70 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2}$$

$$n = 20.25 \approx 21$$

Espaciamiento:

$$s = \frac{S - (2r + \emptyset)}{n - 1}$$

$$s = \frac{3.50 - (2 \times 0.075 + 0.01905)}{21 - 1} = 0.17 \text{ m}$$

Usamos: 21 Ø 3/4" @ 0.17m.

Verificación de resistencia del concreto al corte por flexión en dirección transversal:

Cortante por flexión actuante:

$$V_{ud} = (W_{nu} \times L) \times (L_{v2} - d)$$

$$V_{ud} = (38.00 \times 3.70) \times (1.45 - 0.625)$$

$$V_{ud} = 116.00 \text{ Ton}$$

Resistencia al corte por flexión aportado por el concreto:

$$V_c = \phi 0.53 \sqrt{F'c} b_w d$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 3.70 \times 0.625$$

$$V_c = 150.97 \text{ Ton}$$

Se verifica:

$$V_{ud} \leq \phi V_c$$

$$116.00 \text{ Ton} \leq 150.97 \text{ Ton (OK)}$$

Diseño del refuerzo transversal por flexión:

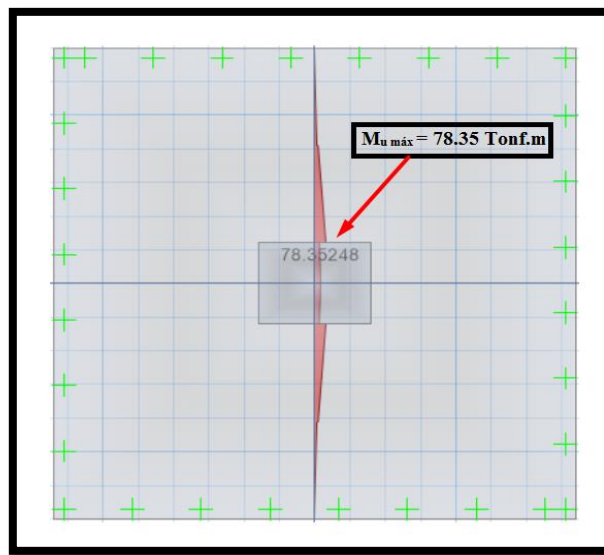


Figura 195. Diagrama de momento flector en la zapata central en el eje Y.  
Fuente: Propia.

De acuerdo al grafico se tiene el momento máximo de:

$$M_u = 78.35 \text{ Ton. m}$$

Calculo de la altura del bloque equivalente de compresión:

$$a = d - \left( d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 F'c b} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$a = 62.5 - \left( 62.5^2 - \frac{2 \times 78.35 \times 10^5}{0.90 \times 0.85 \times 210 \times 370} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$a = 2.15 \text{ cm}$$

Cálculo de área de acero requerido:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s = \frac{78.35 \times 10^5}{0.90 \times 4200 \times \left(62.5 - \frac{2.15}{2}\right)}$$

$$A_s = 33.74 \text{ cm}^2$$

Verificación del acero mínimo:

$$A_{s \text{ mín}} = \rho_{\text{mín}} b d$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0018 \times 370 \times 61.5$$

$$A_{s \text{ mín}} = 40.96 \text{ cm}^2$$

Se verifica:

$$A_s > A_{s \text{ mín}}$$

$$33.74 \text{ cm}^2 < 40.96 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se usará el acero mínimo siendo  $A_{s \text{ mín}} = 40.96 \text{ cm}^2$

Nº de acero para su distribución:

Usando varillas de Ø 3/4"

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset}}$$

$$n = \frac{40.96 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2}$$

$$n = 14.37 \approx 15$$

Espaciamiento:

$$S = \frac{L - (2r + \emptyset)}{n - 1}$$

$$S = \frac{3.70 - (2 \times 0.075 + 0.01905)}{15 - 1} = 0.25 \text{ m}$$

Usamos: 15 Ø 3/4" @ 0.25m.

Verificación por aplastamiento:

Transferencia de fuerza en la interfase de columna y cimentación:

Resistencia al Aplastamiento sobre la columna:

$\phi = 0.70$  (Aplastamiento)

$$P_n = \frac{P_u}{\phi}$$

$$P_n = \frac{492.06 \text{ Ton}}{0.70}$$

$$P_n = 702.94 \text{ Ton}$$

Resistencia al aplastamiento en la columna  $P_{nb}$ :

$$\begin{aligned}P_{nb} &= 0.85 \times F'c \times A_1 \\P_{nb} &= 0.85 \times 210 \times 10 \times 0.60 \times 0.80 \\P_{nb} &= 856.80 \text{ Ton} \\P_n &< P_{nb} \\702.94 \text{ Ton} &< 856.80 \text{ Ton (OK)}\end{aligned}$$

Resistencia al aplastamiento en el concreto de la cimentación

$$\begin{aligned}X_0 &= \frac{t \times L}{b} \\X_0 &= \frac{0.60 \times 3.70}{0.80} = 2.78 \text{ m}\end{aligned}$$

Área columna:

$$A_1 = b \times t = 0.80 \times 0.60 = 0.48 \text{ m}^2$$

Área dentro de la planta de la zapata simétrica con respecto al  $A_1$ :

$$A_2 = X_0 \times L = 2.78 \times 3.70 = 10.29 \text{ m}^2$$

$$A_0 = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} A_1 \leq 2A_1$$

$$A_0 = \sqrt{\frac{10.29}{0.48}} \leq 2$$

$$A_0 = 4.63 \leq 2$$

Por lo tanto, se toma el valor mínimo:

$$\begin{aligned}A_0 &= 2A_1 \\A_0 &= 2 \times 0.48 = 0.96 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_{nb} &= 0.85 \times F'c \times A_0 \\P_{nb} &= 0.85 \times 210 \times 10 \times 0.96 \\P_{nb} &= 1713.60 \text{ Ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_n &< P_{nb} \\702.94 \text{ Ton} &< 1713.60 \text{ Ton (OK)}\end{aligned}$$

Evaluación de las reacciones en la zapata central de la cimentación:

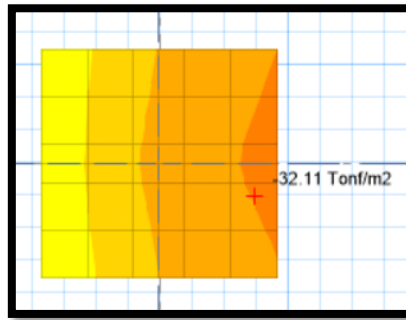


Figura 196. Esfuerzo maximo presente en la zapata central de la cimentacion.  
Fuente: Propia

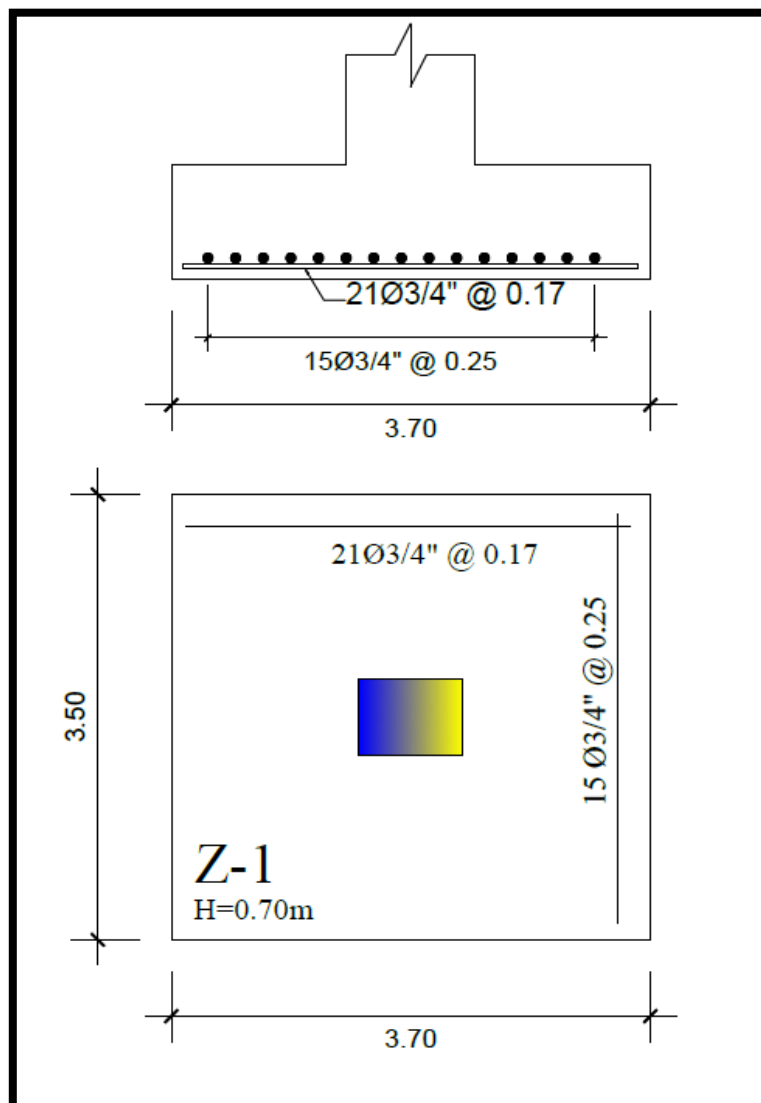


Figura 197. Distribucion de armadura final para la zapata central.  
Fuente: Propia

## V. DISCUSIÓN

La iniciativa de la propuesta de la edificación definida como esencial por la norma E.030 radica en mejorar el comportamiento estructural, verificación de características mostradas por el uso de disipadores y control del riesgo sísmico estructural en el espacio situado, este puede ser a nivel local como a nivel nacional.

El largo proceso de resultados abarca a primera instancia el análisis sísmico estático de una edificación esencial A2 que tiene un uso de clínica con un sistema de muros estructurales, se dio inicio a tomar una estructura regular, con simetría en ambos ejes de la estructura ya anteriormente predimensionada en un plano arquitectónico avalado por un arquitecto colegiado, quien se encargó de brindar las recomendaciones, consideraciones y aportes necesarios para la realización del planta del primer y segundo nivel, a segunda instancia se verifico las irregularidades tanto en planta como en altura, estas indicadas en la norma E.030 Diseño sismorresistente, en el cual la norma hace clasificación de acuerdo a la fuerza cortante que absorben las placas, si esta tiene un valor mayor o igual al 70% se considera un sistema de muros estructurales, la presente tesis presenta un valor de 83.75% en el eje X y otro de 83.42% en el eje Y, por lo que se verifico que la disposición de las placas tanto en el eje X como en el eje Y se encontraban en buena ubicación sin generar algún tipo de irregularidad ni fallas por torsión a la estructura sino brindando la rigidez necesaria a la edificación.

El análisis sísmico estático se realizó básicamente para conocer la cortante estática de la edificación y verificar si el sistema de muros estructurales fue correcto utilizarlo sin sufrir irregularidades ni en planta ni en altura. La cortante estática en el eje X para un edificio de 8 pisos de la presente tesis dio como resultado un valor de 1412.84 Tn y la cortante estática en el eje Y dio como resultado un valor de 1263.89 Tn, mientras tanto los resultados de la cortante estática para una edificación de 6 pisos del autor Diaz la Rosa (2014) fue de 650.37 Tn tanto en el eje X como en el eje Y, las estimadas en una edificación esencial de 5 pisos por el autor Chavez (2016) fue de 1083.51 Tn en ambos ejes (X e Y), este incremento o disminución en cuanto al valor de la cortante varia por el sistema estructural, los elementos estructurales empleados en la edificación,

las dimensiones y propiedades de estos elementos ya que aquel, estas empleadas desde el último piso de la edificación hasta el primer piso, de esta manera indicando que siempre la fuerza cortante será mayor en el primer piso de la edificación.

En segunda instancia se realizó el análisis dinámico modal espectral, con el fin de obtener resultados de la cortante dinámica en la base, verificación de los periodos de la edificación y el cálculo de las derivas. La norma E.030 indica que la fuerza cortante dinámica no debe ser menor que el 80% de la fuerza cortante estática, si ese fuese el caso el proyectista tendría que escalar dicha diferencia y realizar la interpretación de dicho valor en el software, el valor de la cortante dinámica de la presente tesis en el eje X tuvo como resultado un valor de 1133.58 Tn con un factor escala de 1.03 y un valor de 1009.72 Tn en el eje Y, mientras tanto el resultado en un diseño de una edificación de 6 pisos por el autor Navarro (2017) fue de 621.09 Tn con un factor escala de 1.840 y un valor de 266.18 Tn en el eje Y con un factor escala de 1.803.

Se procedió a verificar los 3 primeros periodos de la estructura ya que los modos de vibración en los primeros niveles contemplan una participación como mínima del 90% de la masa de la masa de la estructura, siendo los dos primeros de traslación y el ultimo de rotación, el primer modo dio como valor un periodo de 0.645 con mayor participación en el eje Y, el segundo modo dio un periodo de 0.577 con mayor participación en el eje X, el tercer modo dio un periodo de 0.412, mientras que los resultados obtenidos por el autor Chavez (2016) fueron de 0.70 en el primer modo, 0.65 en el segundo modo y 0.48 en el tercer modo, ello indica que su estructura presenta un pequeño porcentaje más de flexibilidad respecto a la presente tesis.

Se verifico el cálculo de las derivas en el análisis dinámico modal espectral de la presente tesis donde la deriva máxima en el eje X fue de 0.0044 y una deriva máxima en el eje Y de 0.0048, estos valores cumplen con lo estipulado en la norma E.030, la cual indica que la máxima distorsión es de 0.007, mientras tanto los resultados del autor Diaz la Rosa (2014) fue de 0.0035 la deriva máxima en el eje X y una deriva máxima en el eje Y de 0.0073, esta última no cumple con el control de derivas estipulado en la norma E.030.

En tercera instancia se realizó el análisis dinámico tiempo-historia, en el cual se verifica en control de derivas frente a un sismo severo  $R=1$ , se corrige el acelerograma mediante línea base y filtrado en el software SeismoSignal y se escala respecto al espectro severo  $R=1$  en el software SeismoMatch, se obtiene el sismo de diseño adecuado para la edificación que se está diseñando y se realiza el control de derivas respecto al sismo de diseño, para el control de derivas de entrepiso en análisis con  $R=1$  se utilizó la norma E.030 el cual toma un valor de máxima distorsión de 0.007, también se utilizó la metodología Hazus con una deriva promedio de 0.003.

Los resultados del control de la deriva máxima frente a un sismo severo  $R=1$  en el eje X fue de 0.0057 y un valor de 0.0064 en el eje Y, por lo que se logra percibir que las derivas incrementaron su valor en ambos ejes de análisis, es por ello que se mejora posteriormente el desempeño de la estructura con la incorporación de disipadores de fluido viscoso, mientras que la deriva máxima en el eje X del autor Chavez (2016) fue de 0.0128 y en el eje Y una deriva máxima de 0.0139.

La elección del sismo de diseño deberá encontrarse en el promedio de 0.80 a 1.50, se descartó variaciones de registros que fueron menores a 0.80 y variaciones que fueron mayores a 1.20, por lo que es recomendable que las variaciones de los registros se aproximen a la unidad. En la tesis se tomó 3 acelerogramas (Lima 1966, Lima 1970 y Lima 1974), cuyo sismo de diseño fue Lima 1966 – Caso 2 elegido para ambas direcciones, mientras que el autor Chavez (2016) toma 3 acelerogramas (Ica 2007, Lima 1974, Lima 1966), cuyo sismo de diseño fue Ica 2007 – Caso 2, la elección de los acelerogramas está en base al factor de suelo estipulado en la norma E.030, es decir si uno tiene un factor de suelo  $S1$ , deberá elegir acelerogramas que cuenten con el mismo factor de suelo  $S1$ , por ello para la presente tesis no se tomó el registro sísmico de Ica 2007.

En cuarta instancia se realizó el cálculo de las propiedades no lineales del disipador (rigidez del brazo metálico –  $K$ , coeficiente de amortiguamiento –  $C_j$  y el exponente de velocidad), las propiedades no lineales de los disipadores ubicados en el eje X son: rigidez – 61385 Tonf/m, coeficiente de amortiguamiento – 339 Tonf\*s/m y el exponente de velocidad ( $\alpha$ ) - 0.5 y en el eje Y son: rigidez –



61385 Tonf/m, coeficiente de amortiguamiento – 478 Tonf\*s/m y el exponente de velocidad ( $\alpha$ ) - 0.5, mientras tanto las propiedades no lineales en ambos ejes (X e Y) del autor Diaz la Rosa (2014) son: rigidez – 48241.28 Tonf/m, coeficiente de amortiguamiento – 180 Tonf\*s/m y el exponente de velocidad ( $\alpha$ ) - 0.5 y las propiedades no lineales en el eje X del autor Chavez (2016) son: rigidez – 68022 Tonf/m, coeficiente de amortiguamiento – 829 Tonf\*s/m y el exponente de velocidad ( $\alpha$ ) - 0.5 y en el eje Y son: rigidez – 64902 Tonf/m, coeficiente de amortiguamiento – 1017 Tonf\*s/m y el exponente de velocidad ( $\alpha$ ) - 0.5.

Cuando los resultados son iguales en ambos ejes, quiere decir que en cada sección de los pórticos de la estructura se presentan las mismas dimensiones en cuanto a la altura, la longitud y las dimensiones del pórtico en ambos ejes (X e Y), para el valor del exponente de velocidad ( $\alpha$ ) – 0.5 se utiliza la norma FEMA 274 a la cual le corresponde un parámetro de lambda de 3.5.

La verificación del comportamiento histerético de los disipadores y la energía disipada de los disipadores frente a un sismo, están representadas mediante la curva histeretica y el grafico del balance de energía, el comportamiento histerético de los disipadores funcionan correctamente ya que presentan una representación gráfica de curvas helicoidales en forma de elipse, por otro lado, en la presente tesis la energía disipada por estos dispositivos fue de un 76.37%, mientras que la energía disipada de los dispositivos de fluido viscoso para el autor Chavez (2016) fue de un 60.96% y la energía disipada para el autor Diaz la Rosa (2014) fue de 53.51%, estos porcentajes se deben a la correcta ubicación y a la cantidad de dispositivos ubicados en la edificación.

La reducción de las derivas en una estructura con disipadores de fluido viscoso, es muy significativa y ello depende de la buena ubicación, en la presente tesis la deriva máxima en el eje X frente a un sismo de diseño con la incorporación de disipadores fue de 0.0027 y la deriva máxima en el eje Y frente a un sismo de diseño con la incorporación de disipadores fue de 0.0028, mientras que la deriva máxima en el eje X para el autor Diaz la Rosa (2014) fue de 0.0058, las derivas de la presente tesis cumplen con lo establecido en la norma peruana E.030 Diseño sismorresistente y la metodología Hazus, relacionando la deriva con un grado de daño que esta estructura pueda recibir.

## VI. CONCLUSIONES

1. Se concluye que la optimización de edificación con la incorporación de disipadores de fluido viscoso es de gran influencia para cumplir con el objetivo de desempeño sísmico del edificio establecido por el comité Visión 2000, donde se definió un nivel de desempeño operacional y una deriva objetivo propuesta por la metodología Hazus con un nivel de daño leve esperado ante un sismo severo.
2. Para el análisis de la edificación de 8 niveles se utilizó el programa Etabs 2016, SeismoSignal 3.1.0.1, SeismoMatch 2018, Safe 2016, en la cual partes de los resultados arrojados por los softwares fueron comparados manualmente como forma de comprobación de algún dato incorrecto, la elaboración del modelo estructural fue acompañado de un buen criterio ya que es de mucha importancia para la evaluación de los resultados y las soluciones en caso que se requiera.
3. Se diseñaron las secciones propuestas para la edificación tanto las de concreto armado con disposiciones especiales para el diseño sísmico, a su vez los elementos de acero, se verifico que las secciones son adecuadas ante un análisis dinámico modal espectral y frente un análisis dinámico tiempo historia no lineal de sismo máximo esperado como es el caso de los elementos de acero.
4. Se verifico que los dispositivos de fluido viscoso brindan amortiguamiento a la estructura mas no aportan rigidez por lo que no modificara la masa participativa, modos y periodos de vibración debido a ello estos valores se mantienen igual que en el análisis dinámico modal espectral, de esta manera no generara irregularidad de piso débil en pisos inferiores.
5. La incorporación de disipadores de fluido viscoso disminuye los desplazamiento e derivas teniendo así reducciones de los esfuerzos en los elementos estructurales es decir que la absorción de las fuerzas por las rotulas plásticas disminuirá por lo tanto lo daños serán menores, así como el costo de las reparaciones, se reduce también los daños en equipamiento, brindado así protección a la integridad de las personas y mejorando un desempeño estructural muy óptimo.

6. Se evidencio que los disipadores se encuentran trabajando en óptimas condiciones, ya que se verifico la reducción de las derivas, el aporte de amortiguamiento brindado por estos de acuerdo al grafico del balance de energía, el comportamiento histerético la cual arroja un gráfico elíptico ensanchado en el eje de las abscisas del lazo histerético tal cual como es el comportamiento de un disipador de fluido viscoso. así también se revisó el máximo Stroke para la fabricación de la cámara de acumulación siliconico lo cual resulta menor al valor límite de 50mm de acuerdo a lo indicado por la empresa CDV Representaciones.
7. Con el acoplamiento de los disipadores de fluido se logró disipar un 76.37% de la energía de entrada que es absorbida por la energía de amortiguamiento brindada por los dispositivos de 330 y 440 kip, dejando el resto de la energía a la estructura de concreto armado, a diferencia a que en un diseño tradicional la estructura se hubiese encargado en su totalidad de la absorción de la energía de entrada causando grandes sobreesfuerzos en los elementos estructurales y la aparición rápidamente de rotulas plásticas.
8. Se logró conservar la arquitectura y el tránsito en los ambientes respectivos, pese a la distribución de los disipadores de fluido viscoso en puntos estratégicos en la edificación teniendo así también como finalidad de que estos se desempeñen adecuadamente para su cumplir función.
9. Se pudo apreciar la reducción de esfuerzos en los elementos estructurales a causa de la incorporación de los disipadores de fluido viscoso dando la posibilidad de poder reducir las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales, de esta manera se podría aprovechar mucho más los espacios arquitectónicos en edificaciones nuevas.
10. La inclusión de disipadores de fluido viscoso en las edificaciones resulta ser una adquisición de costo beneficio donde se puede lograr evitar pérdidas de vidas humanas, perdidas de equipos de gran valor económico y reparaciones de alto costo, logrando así poder mantener de pie a la estructura para condiciones operativas ante un sismo severo.

11. Se logró minimizar la vulnerabilidad sísmica del edificio de 8 pisos destinada para asistencia o tratamiento médico (clínica A2), además de brindarle seguridad ante la ocurrencia del sismo severo esperado.
12. La utilización de la norma ASCE 7-10 resulto ser muy necesario pese a que no se cuenta con una norma para dispositivos de energía en nuestro país, sin embargo, se tuvo en cuenta las condiciones a las que nos encontramos a diferencia de otros países, aun así, se cumplió también con las exigencias por la norma E.030.

## VII. RECOMENDACIONES

1. Realizar un análisis sísmico contemplando la interacción suelo estructura ya que considera la flexibilidad del terreno la cual puede resultar muy representativa para suelos no rocosos ya que en todo análisis de diseño se suele empotrar la base lo cual no es muy reflejada a la realidad.
2. Acoplar disipadores de disposición Chevron Brace mejorada ya que no sobreesfuerzan la zona central de la viga en la cual no se la contemplan las fuerzas adicionales generadas por el desarrollo del disipador.
3. Para la incorporación de disipadores de fluido viscoso en edificaciones existentes es necesario realizar un previo análisis, teniendo en cuenta que estos no aportan rigidez, en todo que la caso la edificación requiera de aporte de rigidez hacer disposición de otros tipos disipadores.
4. Al diseñar los disipadores de fluido viscoso se debe tener una deriva objetivo en caso fue necesario relacionarla con el daño estructural estimado en el edificio es apropiado aplicar la metodología Hazus teniendo en cuenta que para su uso se debe definir antes la categoría de la estructura, el nivel de desempeño deseado y el estado de daño establecidos por el comité Vision 2000, posteriormente se debe conocer la etiqueta, tipo de edificación, así como también la altura de la edificación para la final determinación de la deriva objetivo.
5. Una vez culminado el diseño de protección sísmica se debe verificar si efectivamente los disipadores de fluido viscoso se están comportando correctamente mediante las revisiones de desplazamiento, deriva objetivo, lazo histerético, balance de energía, máximo Stroke.
6. Para el reforzamiento de estructuras se debe tener en cuenta que si realiza mediante un diseño convencional este incrementara la rigidez del edificio y a su vez aumentara las aceleraciones por lo que existirán mayores sobreesfuerzos en los elementos estructurales a comparación de cuando se incorporan disipadores de fluido viscoso se aumenta el amortiguamiento a su vez el periodo de la estructura no se ve afectado, así también las aceleraciones disminuirán, resultando ser una buena opción para el reforzamiento de estructuras.

7. Al momento de realizar un análisis dinámico tiempo historia es necesario usar como mínimo 3 registros sísmicos donde incluyan sus dos componentes ortogonales y que estos sean tomados de suelos reflejados a la realidad de la ubicación del proyecto, a su vez resulta muy apropiado que estos registros sean depurados por software especializados, para posteriormente ser escalados a un espectro objetivo  $R=1$ .
8. Para la aplicación de dispositivos de fluido viscoso es necesario que se cumplan con las disposiciones indicadas por la norma E.030 y seguidamente de norma ASCE 7-10.
9. El amortiguamiento viscoso debe estar situado en el rango de 20% a 40% de acuerdo a las recomendaciones por la empresa CDV Representaciones, ya que al estar por debajo del 20% se podría rigidizar a la estructura para así llegar a controlar las derivas, sin embargo, el hecho de mejorar el desempeño de la estructura no se compara con el rigidizar más estructura ya que como consecuencia la estructura rígida generaría mayores fuerzas sísmicas y sobreesfuerzos en los elementos estructurales, al estar por encima del 40% la estructura no trabajaría lo suficiente es decir que será holgazán y la disipación de la energía sería gran parte por los disipadores y esto no se busca, ya que tanto el disipador como la estructura deben trabajar en conjunto, a su vez esto generaría un alto costo en la cantidad y en las fuerzas requeridas por los disipadores.

## REFERENCIAS

- Aguiar, R. (2008). *Análisis sísmico de edificios*. Quito, Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas.
- American Institute of Steel Construction (2005). *Steel Construction Manual (13<sup>a</sup> ed.) [Manual de construcción de acero]*. Chicago, United States of America: American Institute of Steel Construction.
- Arias, F., G. (2012). *El proyecto de investigación*. Caracas, Venezuela: Editorial Episteme.
- Azuncion, L. (2016). *Análisis comparativo de un pórtico convencional con y sin disipadores de fluido viscoso modelado en Sap2000* (Tesis de título profesional). Recuperada de:  
[http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/19892/1/AZUNCION\\_VINCE\\_S\\_TRABAJO\\_TITULACION\\_ESTRUCTURAS\\_NOVIEMBRE\\_2016.pdf](http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/19892/1/AZUNCION_VINCE_S_TRABAJO_TITULACION_ESTRUCTURAS_NOVIEMBRE_2016.pdf)
- Bazán, E. y Meli, R. (1985). *Diseño sísmico de edificios*. Ciudad de México, México: Limusa Noriega Editores.
- Behar, D. S. (2008). *Metodología de la investigación*. Colombia: Editorial Shalom: A. Rubeira.
- Blanco, A. (1997). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima, Perú: Capítulo de ingeniería civil – Consejo departamental de Lima.
- Chavez, J. P. N. (2017). *Diseño sismorresistente de edificios con disipadores de fluido viscoso*. Lima, Perú: Grupo Universitario S.A.C.
- Chavez, J. P. N. (2016). *Análisis, diseño y efectos de interacción sísmica suelo – estructura con disipadores de energía viscosos – Taylor, en un edificio aporticado de 5 niveles en la Urbanización Buenos Aires, Distrito de Nuevo Chimbote -2016* (Tesis de título profesional). Recuperada de:  
<https://es.scribd.com/document/359333965/Tesis-Chavez>
- Corporación de Desarrollo Tecnológico – Cámara Chilena de la Construcción. (2011). *Protección sísmica de estructuras*. Santiago, Chile: Área de Comunicaciones CDT.
- Cutimbo, W. (2016). *Ingeniería sismorresistente*. Lima, Perú: Universidad José Carlos Mariátegui.

- Department of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Directorate – FEMA (2003) *HAZUS<sup>MH</sup> MR4 Technical Manual [Manual técnico de HAZUS<sup>MH</sup> MR4]*. Washington, United States of America: The National Institute of Building Sciences.
- Díaz la Rosa, M. (2014). *Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos* (Tesis de título profesional). Recuperada de: <http://repositorio.upao.edu.pe/handle/upaorep/637>
- FEMA 274 (1997). *Nehrp Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings [Comentario de Nehrp sobre las directrices para la rehabilitación sísmica de edificios]*. California, United States of America: Applied Technology Council.
- Hernández, R., Fernández, C. y Baptista P. (2014). *Metodología de la investigación* (6ª ed.). Ciudad de México, México: McGraw Hill.
- Martínez, E. (2016). *Análisis de un edificio de acero con amortiguadores viscosos* (Tesis de título profesional). Recuperada de: <https://tesis.ipn.mx/handle/123456789/19555>
- McCormac, J. y Cernak, S. (2012). *Diseño de estructuras de acero* (5ª ed.). Ciudad de México, México: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). *Norma E. 020 Cargas*. Lima, Perú: Editora Macro EIRL.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). *Norma E. 060 Concreto armado*. Lima, Perú: Editora Macro EIRL.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). *Norma E. 030 Diseño sismorresistente*. Lima, Perú: Editora Macro EIRL.
- Navarro, F. (2017). *Comparación de las respuestas dinámicas en estructuras con y sin disipadores de energía pasivos de fluido viscoso en la zona sísmica cuatro* (Tesis de título profesional). Recuperada de: <http://repositorio.unp.edu.pe/handle/UNP/1077>
- Niño, V. M. (2011). *Metodología de la investigación*. Bogotá, Colombia: Ediciones de la U.
- Ortega, J. E. (2015). *Diseño de estructuras de concreto armado – Tomo II*. Lima, Perú: Editorial Macro.



- Oviedo, R. R. (2016). *Diseño sismorresistente de edificaciones de concreto armado*. Lima, Perú: Oviedo Ingeniería EIRL.
- Pardo, J. (2007). *Control de la respuesta dinámica de estructuras mediante el uso de disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal* (Tesis de título profesional). Recuperada de:  
<http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2007/bmf cip226c/doc/bmf cip226c.pdf>
- Rochel, R. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios*. Medellín, Colombia: Fondo Editorial Universidad EAFIT.
- San Bartolomé, A. (1998). *Análisis de edificios*. Lima, Perú: Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Santana, R. (2013). *Ingeniería antisísmica principios básicos y aplicaciones*. Huancayo, Perú: Ing. Ronald Santana Tapia.
- Taylor Devices Inc. (2019). *Fluid Viscous Dampers [Amortiguadores de fluido viscoso]*. Nueva York, United States of America: Taylor Devices Inc.
- Villarreal, G. (2015). *Diseño sísmico de edificaciones*. Trujillo, Perú: Editora & imprenta Grafica Norte S.R.L.
- Villarreal, G. y Díaz la Rosa, M. (2016). *Edificaciones con disipadores viscosos*. Lima, Perú: Asamblea Nacional de Rectores.
- Villarreal, G. y Oviedo, R. (2016). *Diseño sismorresistente de edificaciones con disipadores de energía*. Lima, Perú: Asamblea Nacional de Rectores.

## ANEXOS

### Anexo 1. Matriz de Consistencia

Tabla 123. *Matriz de consistencia.*

PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES
General	General	General	Variable independiente:		
¿De qué manera contribuye la incorporación de disipadores de fluido viscoso en el diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos, en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019?	Analizar e incorporar los disipadores de fluido viscoso en el diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos, en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019.	La incorporación de disipadores de fluido viscoso disminuirá los esfuerzos y derivas en el diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos, en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019.	Incorporación de disipadores de fluido viscoso	<p>Sistema de control estructural de protección sísmica</p> <p>Propiedades del disipador de fluido viscoso</p> <p>Fuerza de los dispositivos de fluido viscoso</p>	<p>Sistemas pasivos</p> <p>Sistemas semiactivos</p> <p>Sistemas activos</p> <p>Sistemas híbridos</p> <p>Coefficiente de amortiguamiento no lineal (C)</p> <p>Exponente de velocidad (<math>\alpha</math>)</p> <p>Rigidez del brazo metálico (K)</p> <p>Curva histerética</p> <p>Balance de energía</p> <p>Máximo Stroke</p>
Específicos	Específicos	Específicos	Variable dependiente:		
¿De qué manera aporta los sistemas estructurales de protección sísmica en el diseño sismorresistente de una edificación de ocho pisos en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019?	Determinar en qué medida aportan los sistemas estructurales de protección sísmica en el diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos, en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019.	Los sistemas estructurales mejoraran el desempeño en el diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos, en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019.		Parámetros sísmicos	<p>Zona sísmica</p> <p>Perfiles de suelo</p> <p>Parámetros de sitio (S, Tp y TI)</p>
¿De qué manera logran contribuir las propiedades del disipador de fluido viscoso en el diseño sismorresistente de una edificación de ocho pisos, en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019?	Determinar las propiedades del disipador de fluido viscoso en el diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos, en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019.	Las propiedades del disipador de fluido viscoso aumentaran amortiguamiento en el diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos, en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019.	Diseño sismorresistente de un edificio ocho pisos	Modelos sísmicos	<p>Análisis estático</p> <p>Análisis dinámico</p> <p>Análisis tiempo-historia</p>
¿Cómo logran contribuir las fuerzas de los dispositivos de fluido viscoso en el diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019?	Determinar los resultados de las fuerzas de los dispositivos de fluido viscoso en el diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos, en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019.	Las fuerzas de los dispositivos de fluido viscoso reducirán la energía de entrada en el diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos, en el Sector Villa Esperanza, distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019.		Diseño de elementos estructurales	<p>Diseño de viga</p> <p>Diseño de columna y placa</p> <p>Diseño de losa</p> <p>Diseño de la cimentación</p>

## Anexo 2. Instrumento

Instrumento: Formato de ingreso de datos al software

### Datos Generales

#### Título

**“Diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos  
incorporando disipadores de fluido viscoso en el Sector Villa  
Esperanza, Distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019”**

#### Autores

Noe Jhonny Cisneros Presentacion

Jordan Jamil Fretel Escobar

#### Asesor

Msc. Luis Humberto Díaz Huiza

#### Línea de investigación

Diseño sísmico y estructural

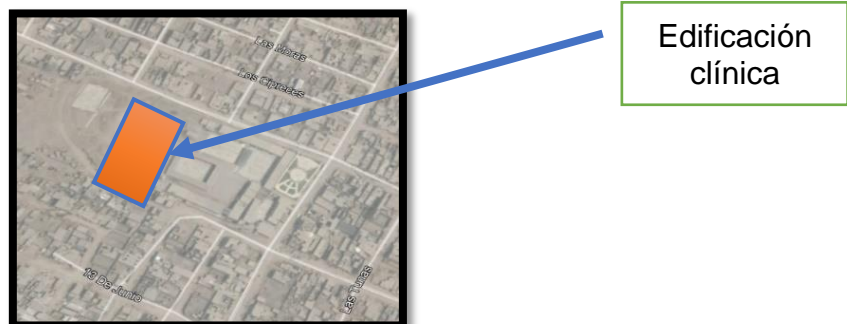
#### Ubicación general

Región: Lima

Provincia: Huarochirí

Distrito: San Antonio de Jicamarca

Sector: Villa Esperanza – anexo 8 de Jicamarca.



*Figura 1. Localización del posible proyecto.*

### **Datos de la edificación**

Área de 24m x 30m: 720m<sup>2</sup>

Altura: 29.5 m (incluye altura de desplante de 1.5m)

Número de pisos: 8

Altura del entrepiso del primer nivel: 5m

Altura de entrepiso de los niveles restantes: 3.5m

Suelo: S1

### **Tipo de investigación**

De acuerdo al fin que se persigue: Investigación tecnológica aplicada

De acuerdo a la teoría de contrastación: Investigación descriptiva

De acuerdo al régimen de investigación: Investigación libre

### **Diseño de la investigación**

La presente investigación tiene un diseño tipo descriptivo porque describe las características, busca establecer un óptimo comportamiento en personas, entidades u otro perfil que se pueda analizar y es explicativa porque indica la relación que existe entre las variables (Arias, 2006).

Es de nivel descriptivo porque la relación de las variables en la presente investigación aclara hacia una explicación más profunda (Hernández, Fernández y Baptista, 2014).

### **Parámetros estructurales**

#### **Sistema estructural**

La edificación proyectada por los tesisistas es de sistema de muros estructurales es compuesto únicamente por muros estructurales la cual son predominantes en resistir las acciones sísmicas. Sin embargo, la E.030 hace la clasificación de este sistema de acuerdo a la fuerza cortante que absorben los muros, si esta toma mayor o igual del 70 % del cortante en la base del edificio es considerada como sistema de muros estructurales.

$$70\% \leq V_{Placa}$$

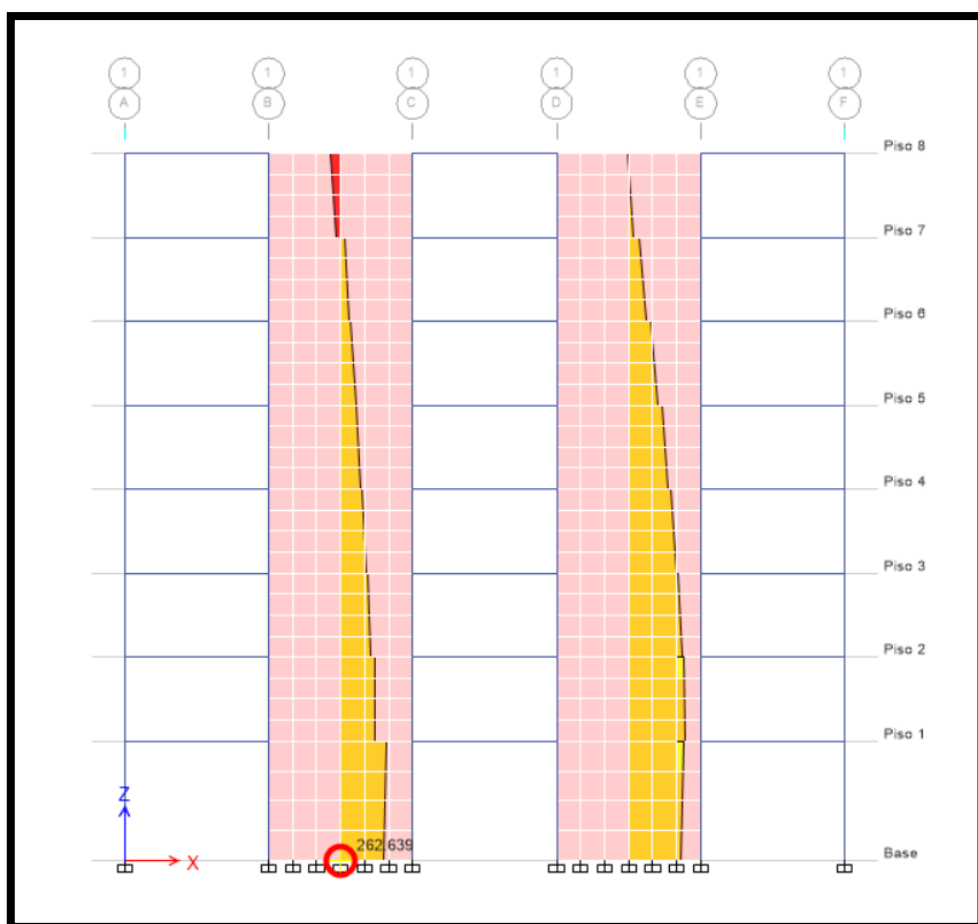


Figura 2. Fuerza cortante en las placas.

## Elementos estructurales

### Vigas

Cabe indicar que el presente peralte predimensionado incluye el espesor de la losa, además las dimensiones obtenidas serán tomadas para las dos direcciones de análisis debido a que la losa es armada en dos direcciones teniendo así vigas principales, la sobrecarga en nuestra presente edificación es de  $300\text{kg/m}^2$ . Para lo cual se usa los siguientes factores:

Tabla 1. Factores para el predimensionamiento de vigas.

S/C ( $\text{kg/m}^2$ )	$\alpha$
$S/C \leq 200$	12
$200 < S/C \leq 350$	11
$350 < S/C \leq 600$	10
$600 < S/C \leq 750$	9

Fuente: Diseño de edificaciones de concreto armado”, R. R. Oviedo, 2016, p. 10.

**Donde:**

$$h = \frac{l_n}{\alpha}, \quad b = \frac{h}{2}$$

h = Peralte de la viga.

l<sub>n</sub> = Luz máxima libre en metros.

b = Ancho de la viga.

### **Predimensionamiento de vigas principales**

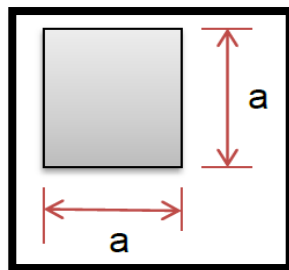
$$h = \frac{6}{11} = 0.54 \approx 0.60 \text{ m}$$

$$b = \frac{0.6}{2} = 0.30 \approx 0.30 \text{ m}$$

**Usar: 0.30x0.60 m<sup>2</sup>**

### **Columnas**

Se realiza con la finalidad de posteriormente poder realizar un metrado de cargas tributarias y así poder determinar las dimensiones de las columnas requeridas a cargas solicitantes.



*Figura 3. Predimensionamiento de columna.*

**Donde:**

H = Altura entrepiso

a = Dimensiones de la columna

### **Columna centrada (C3):**

$$a = \frac{H}{8} = a = \frac{3.50}{8} = 0.44 \approx 0.45 \text{ m}$$

**Columna excéntrica (C2):**

$$a = \frac{H}{9} = a = \frac{3.50}{9} = 0.39 \approx 0.40 \text{ m}$$

**Columna esquinada (C1):**

$$a = \frac{H}{10} = a = \frac{3.50}{10} = 0.35 \approx 0.40 \text{ m}$$

Para el predimensionamiento de columnas se toma en consideración que estas se encuentran sometidas biaxialmente la cual son originadas por las cargas de gravedad, las de sismo y viento debido que las cargas por gravedad generan momentos de flexión en una dirección y simultáneamente la del sismo en la otra dirección lo cual originan flexión biaxial, debido a que las edificaciones están compuestas por sistemas mixtos el Dr. Antonio Blasco menciona que para edificios que cuenten con muros de cortes en ambas direcciones se puede utilizar lo siguiente:

$$A_{col} = \frac{P_{servicio}}{n F'c}$$

**Donde:**

**$A_{col}$ :** Área de columna.

**n:** Coeficiente sísmico, que depende de la ubicación de columna.

**$P_{servicio}$ :** Peso tributario de la columna por solicitud de servicio.

A su vez se considera que para zonas sísmicas las columnas como mínimo deben ser de 1000 cm<sup>2</sup>.

✓ **Columnas centradas:**

$$A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.45 F'c}$$

$$A_{col} = \frac{329.51}{0.45 * 0.21}$$

$$A_{col} = 3486.92 \text{ cm}^2$$

A pesar de ello se opta por usar dimensiones de columna de 60 x 80 cm, teniendo como área 4800cm<sup>2</sup>

✓ **Columna excéntrica:**

$$A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.35 F'_c}$$
$$A_{col} = \frac{182.45}{0.35 * 0.21}$$
$$A_{col} = 2482.31 \text{ cm}^2$$

No obstante, se usa dimensiones de columna de 60 x 70 cm, teniendo como área 4200cm<sup>2</sup>

✓ **Columna esquinera:**

$$A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.35 F'_c}$$
$$A_{col} = \frac{103.51}{0.35 * 0.21}$$
$$A_{col} = 1408.33 \text{ cm}^2$$

Se opta tomar dimensiones de columna 60 x 70 cm similares a la de la columna excéntrica.

### **Placas**

Son elementos la cual proporcionan una amplia resistencia y rigidez lateral y tienen como función absorber las fuerzas de corte producidas por las acciones sísmicas reduciendo así significativamente las deformaciones laterales, para zonas de alta sismicidad el espesor de las placas como mínimo deben ser de 0.20 m y la longitud mínima es de 1.20m para que el elemento pueda comportarse tal cual es su función.

También algunos proyectistas consideran la siguiente relación para la determinación de la longitud de la placa:

$$\frac{l_m}{t} \geq 4$$



Se optó por considerar espesores de 0.30 m en todas las placas presentes con la intención de evitar el congestionamiento en las varillas de acero y puedan ser apropiadamente confinados, las longitudes y ubicaciones de las placas quedan a criterio propio teniendo en cuenta la disponibilidad arquitectónica y a su vez buscando como finalidad cumplir con la rigidez adecuada y evitando efectos de torsión importantes.

**Donde:**

$l_m$  = Longitud del muro;  $t$  = Espesor del muro

**Losa maciza en dos direcciones**

La losa tiene como función la transferencia de cargas por gravedad hacía sus elementos de borde siendo el caso de las vigas o muros, a su vez logra una deformación uniforme en cada nivel conformando así la unidad de la estructura esto debido a las dimensiones de su losa no concibiendo deformaciones en su plano hablando así de un diafragma rígido, pudiendo determinarse su peralte con lo siguiente:

*Tabla 2.* Espesores de losa maciza en dos direcciones.

<b>Losa maciza en dos direcciones</b>	
Luces (m)	Peralte
de 4 a 5.5m	L/40
de 5.5 a 6.5m	L/35
de 6.5 a 7.5m	L/30

Fuente: “Diseño de edificaciones de concreto armado”, R. R. Oviedo, 2016, p. 9.

$$h \geq l_n/35$$

**Donde:**

$l_n$  = Luz máxima libre en metros.

$$e_{losa} = \frac{l_n}{35} = e_{losa} = \frac{6}{35} = 0.17 \approx 0.20 \text{ m}$$

Luces entre elementos y altura

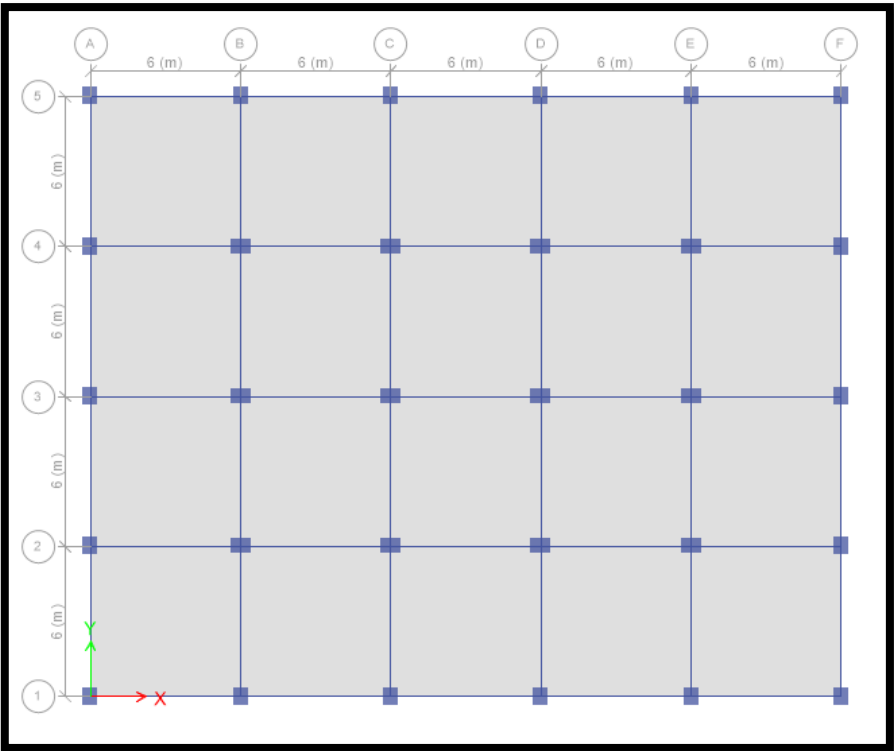


Figura 4. Vista en planta inicial de la edificación y vista de luces entre elementos.

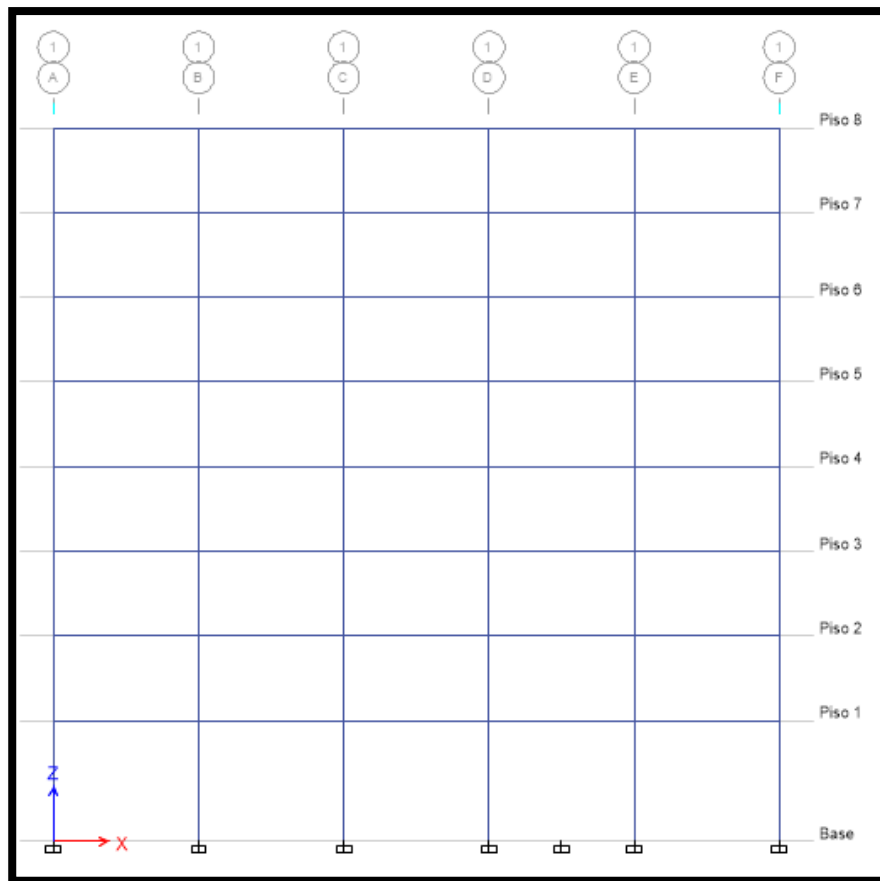
Luces en ambos sentidos: 6m

Eje Y: 24m

Eje X: 30m

Story	Height m	Elevation m
Piso 8	3.5	29.5
Piso 7	3.5	26
Piso 6	3.5	22.5
Piso 5	3.5	19
Piso 4	3.5	15.5
Piso 3	3.5	12
Piso 2	3.5	8.5
Piso 1	5	5
Base		0

Figura 5. Alturas de entrepiso.



*Figura 6. Elevación inicial en eje 1-1.*

Altura de entrepiso, desde el 2do al 8vo piso: 3.5m

Altura total de la edificación, incluyendo desplante: 29.5m

### **Criterios e importancia de la configuración estructural para la modelación**

Consiste en tener en consideración la distribución de los elementos estructurales que constituyen en la estructura, teniendo en cuenta la distribución arquitectónica que busca aprovechar los espacios de la edificación debido a ello se tiene algunas restricciones en la estructuración por lo cual se busca brindar una estructura con rigidez, resistencia ante fuerzas laterales y además que se adapte a las necesidades arquitectónicas. Por consiguiente, se hace mención a algunas consideraciones que se tomaron en cuenta para la elaboración del proyecto.

### **Distribución de masas en los pisos**

Debido a que la fuerza sísmica actuante en la estructura está ligada con la masa de acuerdo con la segunda ley de Newton  $F = m \cdot a$ , y considerando que las fuerzas sísmicas crecen a medida de los niveles superiores se debe procurar que la masa sea ligera, debe evitarse también masas excesivas en los pisos superiores y que la masa este simétricamente distribuido en cada piso, por lo tanto se debe distribuir elementos con dimensiones satisfactorias y a su vez que estos brinden rigidez y resistencia lo cual implica tener una buena estructuración.

### **Simplicidad y simetría**

Básicamente está regido en la simetría de la forma de planta y altura, debido a que una estructura asimétrica en planta provoca problemas torsionales que pueden generar un mal comportamiento en la estructura causando muchas veces daños irreparables, aunque estos efectos se pueden reducir mediante una distribución adecuada de elementos estructurales con la finalidad de que el centro de masa y el centro de rigidez no se encuentren tan alejados entre sí, además una estructura asimétrica en altura causa concentración de esfuerzos en algunos pisos más que en otros. Por último, se busca la simplicidad en la estructura y en la distribución de sus los elementos estructurales ya que son fáciles de analizar por lo tanto evidencian un comportamiento real de la estructura a comparación de estructuras complejas donde se hace muchas simplificaciones en su modelamiento, de acuerdo con lo que menciona el Dr. Blasco Blanco.

### **Continuidad de los elementos estructurales y distribución del sistema estructural**

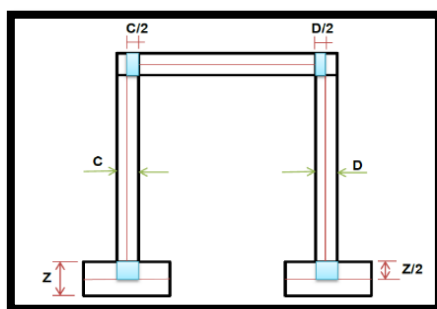
La estructura debe ser continua para evitar cambios bruscos de rigidez y de resistencia, es preferible evitar discontinuidades agresivas de los elementos rígidos en los pisos superiores ello debe controlar gradualmente en su cambio de rigidez, se evita la discontinuidad de la posición de los elementos estructurales con la finalidad de que cumpla un adecuado comportamiento, así como también se evita la presencia de discontinuidades de desalineamientos entre los elemento estructurales que transfieren esfuerzos elevados, se

recomienda además no tener pisos inferiores de menor rigidez y resistencia que los pisos superiores evitando los pisos débiles.

En la distribución del sistema estructural preferible que los elementos rígidos se encuentren en los extremos de la estructura y que estos se equilibren con sistemas de características iguales.

### Brazo rígido

Es la zona rígida o nudo rígido en la cual existe una interconexión entre los nudos de los elementos estructurales, en el modelamiento al software Etabs para su asignación de los brazos rígidos se le indicó un valor en porcentaje asumiendo así la rigidez en el nudo, el valor a conferir juega un papel importante ya que influye directamente con la rigidez de la estructura por lo tanto, como consecuencia modificara los periodos y desplazamientos de la edificación, su asignación también es de importancia para la representación de resultados en la cara de los apoyos de la longitud libre del elemento despreciando así los esfuerzos en los nudos rígidos por su alta rigidez . Se puede considerar un valor conservador de 75% para estructuras de concreto armado.

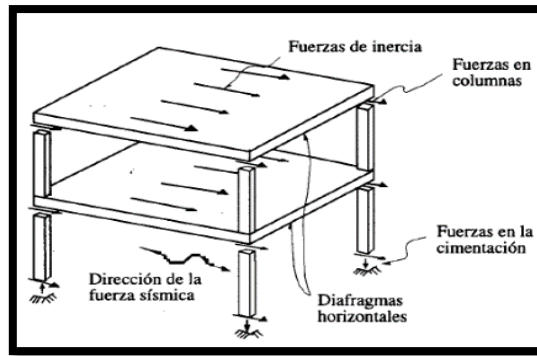


*Figura 7. Brazo Rígido en el pórtico.*

Fuente: "Ingeniería sismorresistente", W. Cutimbo, 2016, p. 84.

### Diafragma rígido

Para el sistema de losas que son constituidos por cuerpos rígidos pueden denominarse como diafragmas horizontales rígidos la cual distribuyen de forma proporcional las fuerzas de inercia en los elementos resistentes no presentando deformaciones en su plano, su desplazamiento está sujeto a su centro de masa es decir que todos los puntos se moverán con respecto a este, se desplazan en sus mayores dimensiones y rotan su menor dimensión, las deformaciones suceden en el eje de menor dimensión debido a su menor inercia.



*Figura 8.* Transmisión de fuerzas de inercia en la estructura.  
Fuente: “Diseño sísmico de edificios”, E. Bazán y R. Meli, 2002, p. 193.

### Excentricidad accidental

Por lo general las fuerzas son aplicadas en el centro de masa del entrepiso es decir que concordara con el centro de gravedad del edificio, pero en lo real esto no sucede y existe excentricidad en dichos puntos por ello la norma hace mención que se debe considerar el 5% de las dimensiones de las estructuras, ya que ello puede generar torsiones a la edificación.

$$e_x = 0.05 L_x; e_y = 0.05 L_y$$

### Donde:

$L_x$ : Dimensión del edificio en la dirección X.

$L_y$ : Dimensión del edificio en la dirección Y.

### Estimación del peso sísmico

Una vez realizado el metrado de cargas tanto para las cargas muertas como para las cargas viva cabe mencionar que para este último se tomó en consideración la sobrecarga según lo dispuesto en la E.020 de acuerdo al uso u ocupación de la edificación, sin embargo, para la carga viva o sobrecarga solo se considerara un porcentaje, el valor de porcentaje a tomar está de acuerdo a la categoría de la edificación u ocupación el cual está indicado en la E.030. Obteniendo así el peso sísmico:

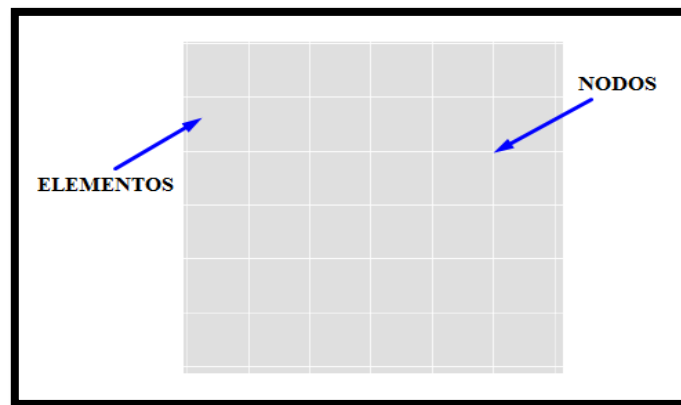
*Tabla 3.* Peso sísmico para edificaciones de categoría A y B.

Categoría de la edificación	% Carga viva
A y B	50%

$$P_{S\acute{m}ico} = 100\%P_{CM} + 50\%P_C$$

## Método de elementos finitos

Se utilizó el método de elementos finitos (FEM) la cual consiste en discretizar un elemento continuo, en el cual los elementos finitos del elemento deben coincidir en sus puntos nodales para asegurar la compatibilidad de deformaciones con sus elementos adyacentes conectados. Evidenciando así mejores resultados que se asemejan al real comportamiento del elemento. En el presente proyecto se usó una discretización de mesh externo para muros lo cual permite poner más apoyos en la base de los bordes del elemento discretizado teniendo así una mejor distribución de fuerza a su vez se utilizó un mesh interno en las losas.



*Figura 9. Distribución mesh.*

## Espectro elástico de diseño reducido y sus coeficientes de reducción de fuerzas sísmica

Los espectros de diseño son tomados como la envolvente de los máximos valores del contorno suavizado, no se diseñan con los espectros de diseño elásticos ya que no resultaría económico diseñar elementos muy sobredimensionados y no es posible diseñar una estructura en la que su comportamiento sea elástico en sismos de gran magnitud y que no presente deformaciones también se tiene en cuenta la probabilidad de retorno de un sismo intenso la cual es muy baja, por ello para el diseño se utiliza un espectro inelástico debido a que se considera la posibilidad de que la estructura disipe energía e incurra en el rango inelástico es decir que se espera la consideración de daño pero eso evita el colapso, para lograr un espectro inelástico se reduce la fuerza de diseño del espectro elástico de diseño por un factor de reducción de fuerzas sísmica  $R$  que de acuerdo con la E.030 está en relación del sistema estructural y de las irregularidades que se pueda presentar en planta o altura.

De acuerdo con el ATC el factor de reducción de fuerzas sísmicas depende de 3 factores, Redundancia ( $R_r$ ), Ductilidad ( $R_u$ ) y la Resistencia ( $R_s$ ).

### Parámetros para el modelamiento

#### Unidades

Longitud = m

Fuerza = Tnf

Temperatura = C°

### Propiedades de materiales

Tabla 4. Propiedades del concreto.

Propiedades de material	
Tipo de material	concreto
Peso por unidad de volumen del concreto	2.4 tn/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad para concreto 210 kg/cm <sup>2</sup>	2173706.512 Tn/m <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson	0.2
Resistencia a la compresión del concreto	2100 tn/m <sup>2</sup>

### Coefficientes para el disipador de fluido viscoso

#### Coefficiente de amortiguamiento (c)

El cálculo se realiza en base al amortiguamiento objetivo dado en la E.030 2018, teniendo en cuenta que el amortiguamiento inherente ( $\beta_o$ ) para estructuras de concreto armado es de 5%. El amortiguamiento viscoso resulta ser la diferencia del amortiguamiento efectivo con el amortiguamiento inherente, teniendo en cuenta que el resultado debe estar dado en el intervalo de 20% a 40% por recomendación de los fabricantes de disipadores de fluido viscoso.

#### Exponente de amortiguamiento

Su valor esta entre 0.4 y 0.6 para edificaciones, usualmente se toma el valor de 0.5.

#### Rigidez del brazo metálico (k)

Los brazos metálicos deben tener una sección significativa para que sean resistentes antes las cargas axiales.



$$K = \frac{AE}{L}$$

Dónde:

K= Rigidez del brazo metálico; A= Área de la sección del brazo metálico

E= Módulo de elasticidad del acero; L= Longitud a eje del brazo metálico

### Cargas

Para la asignación de cargas a la estructura se rige la norma E.020.

Desde el primer piso hasta el séptimo piso.

#### Carga muerta:

Acabados: 0.10 t/m<sup>2</sup>; Tabiquería típica: 0.15 t/m<sup>2</sup>

#### Carga viva:

Sobrecarga típica: 0.30 t/m<sup>2</sup>;

Último piso de la estructura.

#### Carga muerta:

Acabados: 0.10 t/m<sup>2</sup>; Tabiquería típica: 0.15 t/m<sup>2</sup>

#### Carga viva:

Sobrecarga típica: 0.15 t/m<sup>2</sup>

### Combinaciones de carga (E.060)

- 1.4CM + 1.7CV
- 1.25CM +1.25CV +SX
- 1.25CM + 1.25CV – SX
- 1.25CM +1.25CV +SY
- 1.25CM + 1.25CV – SY
- 0.9CM + SX
- 0.9CM - SX
- 0.9CM + SY
- 0.9CM – SY
- ENVOLVENTE

### Modelos sísmicos (E.030)

Se aplica la fórmula que brinda la norma E.030.

Tabla 5. Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante.

Parámetros sísmicos	
Z =	0.45 (Zona 4)
U =	1.50 (Edificaciones esenciales -A)
S =	1.00 (Suelo S1)
R0 =	6
R =	6.00 (Muros estructurales)
TP =	0.4
TL =	2.5

$$V_{xy} = \frac{Z \times U \times C \times S}{R_{xy}} \times P$$

$$C_{xy} = \frac{0.45 \times 1.50 \times 2.50 \times 1.00}{6}$$

$$C_{xy} = 0.2$$

El software metrra, calculara y multiplicara el peso por el factor Vxy que los tesistas ingresen.

### **Análisis sísmico dinámico – modal espectral**

Para el análisis sísmico modal espectral se utilizará la fórmula de la cortante con los coeficientes del (ZUCS) aplicados en el análisis estático, el tesista ingresará el nuevo valor del coeficiente de la base, tanto en el eje X como en el eje Y.

Valores obtenidos por el software

Tx = 0.577 seg. Cx = 2.5

Ty = 0.645 seg. Cy = 2.5

Valores ingresados al software Etabs

Coeficiente de la cortante en la base en X - C = 0.194974

Coeficiente de la cortante en la base en Y - C = 0.174419

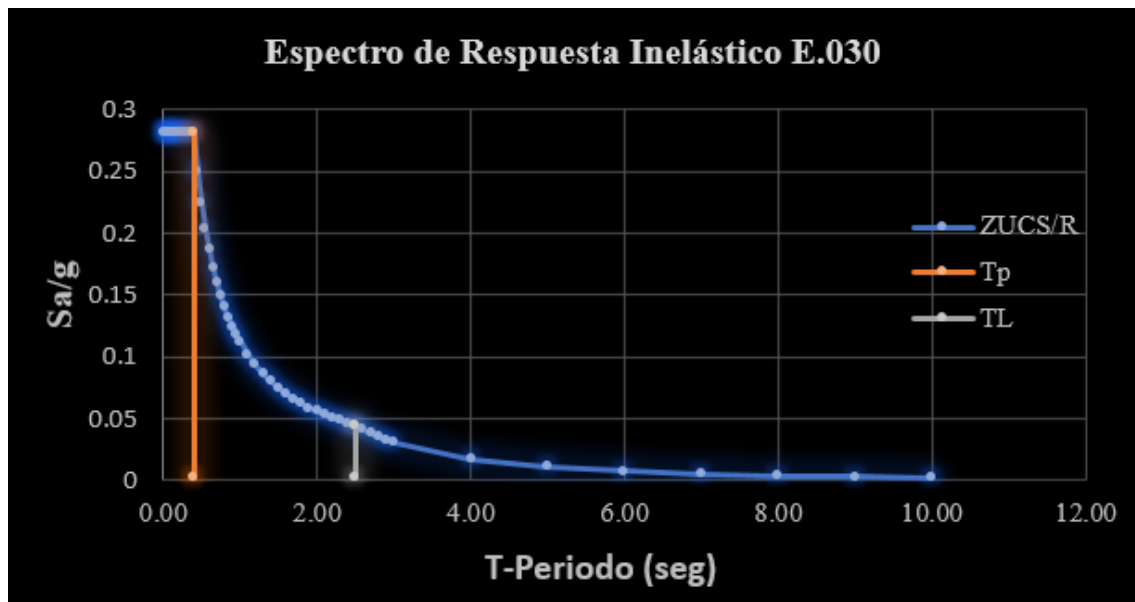


Figura 10. Espectro de respuesta horizontal.

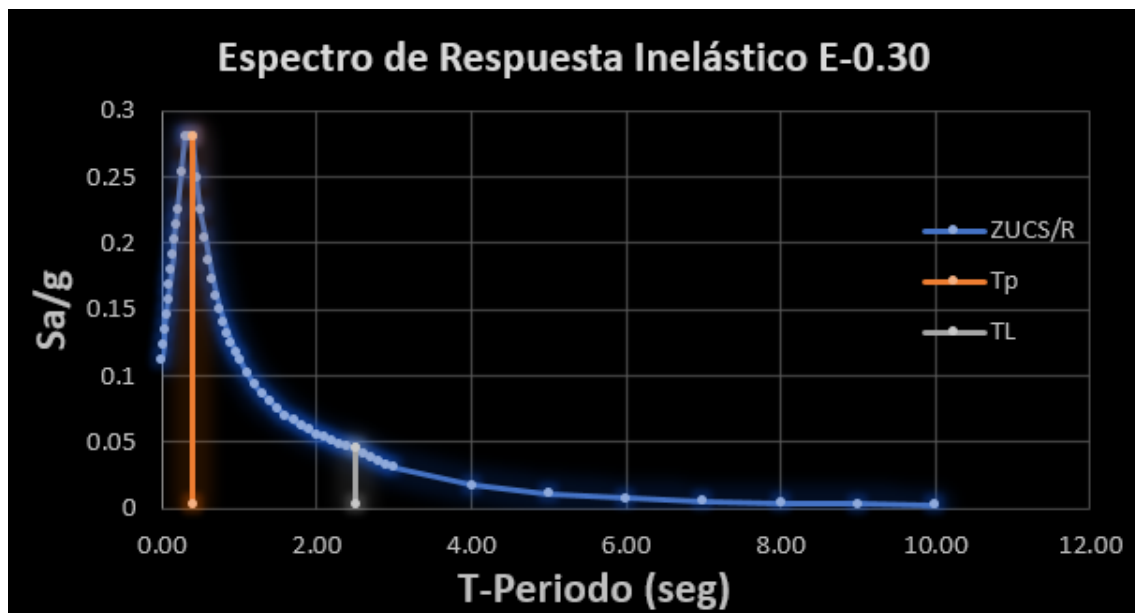


Figura 11. Espectro de respuesta vertical.

### **Análisis tiempo-historia**

Para este análisis se tomará 3 acelerogramas, cada uno de estos cuentan con 2 aceleraciones una en la dirección Norte – Sur y la otra en la dirección Este – Oeste. Estos acelerogramas se van a tener que corregir y escalar, para ello se utilizara el software SeismoSignal y SeismoMatch.

*Tabla 6. Acelerogramas.*

<b>Localización de la estación</b>	<b>Fecha</b>	<b>Componentes</b>	<b>Aceleración máxima (cm/seg<sup>2</sup>)</b>
Lima	17 de octubre de 1966	E - W	-180.56
		N - S	-268.24
Lima	31 de mayo de 1970	E - W	-105.05
		N - S	-97.81
Lima	03 de octubre de 1974	E - W	-194.21
		N - S	180.09

### **Diseño de elementos estructurales**

Para el diseño de elementos estructurales como: viga, columna y placa se utilizará el software Etabs para exportar las fuerzas cortantes y los momentos flectores que son ejercidos en cada uno de los elementos estructurales con el fin de calcular la cantidad de acero a utilizar y realizar los planos de estructuras de dicha edificación.

### **Diseño de la cimentación mediante el software Safe**

Para el diseño de la losa y de la cimentación se utilizará el software Safe siguiendo estos pasos: primero se exportará los esfuerzos generados en la estructura mediante el software Etabs. Segundo, ya con los esfuerzos cargados en el software Safe, se logrará obtener los esfuerzos tanto en la cimentación como en las losas macizas de entre piso. Tercero, se procederá a diseñar con los datos obtenidos y se establecerá que tipo de cimentación será la adecuada para la cimentación.

### Anexo 3. Validación mediante Juicio de Expertos



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

#### CONSTANCIA DE VALIDACIÓN

Yo, LUIS ENRIQUE MENDOZA SOLÓZAR,  
titular del DNI N° 07918572, de profesión  
INGENIERO CIVIL, ejerciendo actualmente como  
SUPERVISOR DE OBRA, en la Institución/entidad  
CONSEJO MENDOZA - VICO.

Por medio del presente hago constar que he revisado y validado el instrumento (Formato de ingreso de datos al software), para efecto de recopilar información necesaria para realizar el trabajo de investigación, cuyo título es: "Diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos incorporando disipadores de fluido viscoso en el Sector Villa Esperanza, Distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochiri, 2019", de auditoría íntegra de los autores:

- Noe Jhonny Cisneros Presentacion
- Jordan Jamil Fretel Escobar.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencia de ítems				X
Conocimiento de ítems				X
Redacción de ítems				X
Claridad y precisión				X
pertinencia				X

Fecha: 27 días del mes de Noviembre del 2019.

Ing. LUIS ENRIQUE MENDOZA SOLÓZAR  
SUPERVISOR DE OBRA  
C.I. N° 728  
Firma

### JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

#### **INSTRUCCIONES**

Marcar con una "X" el aspecto que le parece que cumple cada ítem, según los criterios que se detalla a continuación:

E= Excelente / B= Bueno / M= Mejorar / X= Eliminar / R= Rehacer

Los criterios a evaluar son: redacción, contenido, criterios, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir un cambio o proponer mejoras para los distintos ítems

N	ITEM	E	B	M	X	R	Observaciones
1	Datos generales	X					
2	Predimensionamiento de elementos	X					
3	Criterios e importancia de la configuración estructural para la modelación	X					
4	Parámetros para el modelamiento	X					
5	Coefficientes para el disipador de fluido viscoso	X					
6	Cargas	X					
7	Modelos sísmicos	X					

Evaluado por: LUIS ENRIQUE HENDEROZ JIMENEZ

DNI: 07918572

Fecha: 27 días del mes de NOVIEN. del

2019.

  
 Ing. LUIS ENRIQUE HENDEROZ JIMENEZ  
 C. R. M. T. 2018  
 Firma



### CONSTANCIA DE VALIDACIÓN

Yo, ING. JUAN DOMINGO GUTIERREZ EURIBE,  
 titular del DNI N° 09177239, de profesión  
ING. CIVIL, ejerciendo actualmente como  
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS, en la Institución/entidad  
SUPERVISION CONSORCIO SAN FRANCISCO.

Por medio del presente hago constar que he revisado y validado el instrumento (Formato de ingreso de datos al software), para efecto de recopilar información necesaria para realizar el trabajo de investigación, cuyo título es: "Diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos incorporando disipadores de fluido viscoso en el Sector Villa Esperanza, Distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochiri, 2019", de auditoría íntegra de los autores:

- Noe Jhonny Cisneros Presentacion
- Jordan Jamil Fretel Escobar.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencia de ítems				X
Conocimiento de ítems				X
Redacción de ítems				X
Claridad y precisión				X
pertinencia				X

  
 Fecha: 25 días del mes de Novi. del 2019.  

JUAN DOMINGO GUTIERREZ EURIBE  
 INGENIERO CIVIL  
 Reg. del Colegio de Ingenieros del Perú N. 15200

Firma

### JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

#### **INSTRUCCIONES**

Marcar con una "X" el aspecto que le parece que cumple cada ítem, según los criterios que se detalla a continuación:

E= Excelente / B= Bueno / M= Mejorar / X= Eliminar / R= Rehacer

Los criterios a evaluar son: redacción, contenido, criterios, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir un cambio o proponer mejoras para los distintos ítems

N	ITEM	E	B	M	X	R	Observaciones
1	Datos generales	X					
2	Predimensionamiento de elementos	X					
3	Criterios e importancia de la configuración estructural para la modelación	X					
4	Parámetros para el modelamiento	X					
5	Coefficientes para el disipador de fluido viscoso	X					
6	Cargas	X					
7	Modelos sísmicos	X					

Evaluado por: Ing. Juan Domingo Gutierrez Euribe

DNI: 09174239

Fecha: 25 días del mes de Novi. del

2019.


**JUAN DOMINGO GUTIERREZ EURIBE**  
 INGENIERO CIVIL  
 Reg. del Colegio de Ingenieros del Perú N° 15290

Firma





CONSTANCIA DE VALIDACIÓN


Yo, Gustavo Felipe Vega Meza,  
titular del DNI N° 07095453, de profesión  
Ingeniero Civil, ejerciendo actualmente como  
Jefe de Supervisión, en la Institución/entidad  
Supervisión Consorcio San Francisco.

Por medio del presente hago constar que he revisado y validado el instrumento (Formato de ingreso de datos al software), para efecto de recopilar información necesaria para realizar el trabajo de investigación, cuyo título es: "Diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos incorporando disipadores de fluido viscoso en el Sector Villa Esperanza, Distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochiri, 2019", de auditoría íntegra de los autores:

- Noe Jhonny Cisneros Presentacion
- Jordan Jamil Fretel Escobar.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencia de ítems				X
Conocimiento de ítems				X
Redacción de ítems				X
Claridad y precisión				X
pertinencia				X

Fecha: 25 días del mes de Noviembre del 2019.

  
Gustavo Felipe Vega Meza  
Ingeniero Civil  
C.I.P. 72068

### JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

#### INSTRUCCIONES

Marcar con una "X" el aspecto que le parece que cumple cada ítem, según los criterios que se detalla a continuación:

E= Excelente / B= Bueno / M= Mejorar / X= Eliminar / R= Rehacer

Los criterios a evaluar son: redacción, contenido, criterios, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir un cambio o proponer mejoras para los distintos ítems

N	ITEM	E	B	M	X	R	Observaciones
1	Datos generales	X					
2	Predimensionamiento de elementos	X					
3	Criterios e importancia de la configuración estructural para la modelación	X					
4	Parámetros para el modelamiento	X					
5	Coefficientes para el dissipador de fluido viscoso	X					
6	Cargas	X					
7	Modelos sísmicos	X					

Evaluated por: Gustavo Felipe Vega Meza

DNI: 04095453  
2019.

Fecha: 25 días del mes de Noviembre del

  
Gustavo Felipe Vega Meza  
Ingeniero Civil  
C.I. 72068

Firma



CONSTANCIA DE VALIDACIÓN

Yo, GIANCARLO IVON GARCESHUALLPA CASTILLO  
titular del DNI N° 46687452, de profesión ING CIVIL  
ejerciendo actualmente como GERENTE DE OBRA, en la  
Institución/entidad MEMORCO INVERSIONES.

Por medio del presente hago constar que he revisado y validado el instrumento (Formato de ingreso de datos al software), para efecto de recopilar información necesaria para realizar el trabajo de investigación, cuyo título es: "Disño sísmorresistente de un edificio de ocho pisos incorporando disipadores de fluido viscoso en el Sector Villa Esperanza, Distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochiri, 2019", de auditoria integra de los autores:

- Noe Jhonny Cisneros Presentacion
- Jordan Jamil Fretel Escobar.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencia de ítems				X
Conocimiento de ítems				X
Redacción de ítems				X
Claridad y precisión				X
pertinencia				X

Fecha: 27 días del mes de 11 del 2019.

  
Giancarlo Ivon  
Garceshuallpa Castillo  
N° Cel: 978356  
Firma

## JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

### INSTRUCCIONES

Marcar con una "X" el aspecto que le parece que cumple cada ítem, según los criterios que se detalla a continuación:

E= Excelente / B= Bueno / M= Mejorar / X= Eliminar / R= Rehacer

Los criterios a evaluar son: redacción, contenido, criterios, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir un cambio o proponer mejoras para los distintos ítems

N	ITEM	E	B	M	X	R	Observaciones
1	Datos generales	X					
2	Predimensionamiento de elementos	X					
3	Criterios e importancia de la configuración estructural para la modelación	X					
4	Parámetros para el modelamiento	X					
5	Coefficientes para el disipador de fluido viscoso	X					
6	Cargas	X					
7	Modelos sísmicos	X					

Evaluated by: GIANCARLO JUAN QUESADA CASTILLO  
 DNI: 46687452 Fecha: 27 días del mes de 11 del 2019.

  
 Giancarlo Juan  
 Quesada Castillo  
 N° CIP: 176896  
 Firma

## **Anexo 4. Estudio de Mecánica de Suelos**

### **ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN**

#### **1.0 GENERALIDADES**

##### **1.1 OBJETIVO**

El objetivo del presente estudio de mecánica de suelos, es establecer y verificar las características geotécnicas del suelo; donde se cimentará una nueva estructura.

Para tal efecto, se ha efectuado una investigación geotécnica que incluye trabajos de campo y ensayos de laboratorio necesarios para definir la estratigrafía, características físicas y mecánicas de los suelos predominantes, sus propiedades de resistencia y estimación de asentamientos.

##### **1.2 NORMATIVIDAD**

El Estudio de Mecánica de Suelos para Cimentaciones se ha efectuado en concordancia con la Norma Técnica E050 "Suelos y Cimentaciones" del Reglamento Nacional de Edificaciones vigente.

##### **1.3 UBICACIÓN**

La ubicación del proyecto se encuentra en la Villa Esperanza Anexo 8 – San Antonio - Huarochirí. Tal como se muestra a continuación en las fig. N°1 N° 2 y N°3.



Giancarlo Iván  
Qqlesuwallpa Castillo  
N° CIP: 176356



### 3.0 EXPLORACIÓN DE CAMPO

#### 3.1 UBICACION DE CALICATAS

Se presenta a continuación un cuadro de resumen de las calicatas realizadas para el sector analizado, se indica las profundidades alcanzadas.

Sondaje	Muestra	Prof. (m)
C-1	M-1	0.00 – 2.00
C-2	M-1	0.00 – 2.00
C-3	M-1	0.00 – 2.00
C-4	M-1	0.00 – 2.00

**Cuadro 01:** Ubicación de calicatas

El registro de calicatas se encuentra en el anexo A.

#### 3.2 EXCAVACIONES DE CALICATAS

La exploración del subsuelo se realizó mediante 04 excavaciones a cielo abierto ó 04 calicatas.

Las 04 calicatas denominadas C-1, C-2, C-3 y C-4 fueron realizadas en un área interior al lugar del proyecto, en la cual se construirán cimentaciones que servirán para sostener estructuras a base de columnas de concreto armado.

#### 4.0 ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos se efectuaron siguiendo las normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM) y fueron los siguientes:



Giancarlo Iván  
Oquendo Castillo  
N° CIP:176356

#### 4.1 ENSAYOS ESTANDAR

- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422
- Límite Líquido ASTM D-4318
- Límite Plástico ASTM D-4318

#### 4.2 ENSAYOS ESPECIALES

- Corte Directo ASTM D-3080
- Humedad ASTM D-2216

Ver Anexo B Resultados de Laboratorio, donde se encuentran los resultados de los ensayos mencionados.

#### 4.3 CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Los suelos representativos ensayados se han clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). En el cuadro siguiente se presenta la clasificación de los materiales:

Sondaje	Muestra	Prof. (m)	Granulometría (%)			Límites (%)			CH (%)	Clasificación SUSC
			Finos	Arena	Grava	LL	LP	IP		
C-1	M-1	0.00 – 2.00	16.4	21.2	62.4	17	10	7	0.7	GC - GM
C-2	M-1	0.00 – 2.00	6.3	20.3	73.5	14	6	8	0.8	GP - GC
C-3	M-1	0.00 – 2.00	5.5	31.9	62.6	14	9	5	1.3	GP - GC
C-4	M-1	0.00 – 2.00	4.6	27.0	68.4	-	NP	-	0.7	GW

**Cuadro 02:** Resultados de los ensayos

  
Giancarlo Ivan  
Orosuualpe Castillo  
N° CIP:176356

## 5.0 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

Para el cálculo de capacidad portante Se evaluó la capacidad del terreno, optándose por seguridad el menor valor de las capacidades calculadas.

## 5.1 PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN

El material presente en la zona activa de cimentación en ambos casos es un material que presenta un gran porcentaje de grava. Este material se observó presente desde 1.00 m. bajo el nivel de piso terminado. Lo cual nos infiere un material medianamente favorable para cualquier tipo de cimentación.

- Para la estructura a cimentar se recomienda cimentar a partir de 1.50 m. medidos desde el nivel de piso terminado.

## 5.2 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

El material presente en la zona activa de cimentación para todos los casos es un material gravoso, en estado seco. Se efectuó dos ensayos de corte directo en laboratorio, obteniéndose los siguientes parámetros de resistencia:

### Para la Calicata C-4

Angulo de fricción interna,  $\phi$  : 27.8°

Cohesión, C (kg/cm<sup>2</sup>) : 0.03



Giancarlo Iván  
Céspedes Hualpa Castillo  
N° CIR:176956



La alternativa de cimentación sugerida por el tipo de material y por la construcción proyectada es de zapatas rectangulares aisladas.

### 5.3 CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA

#### 5.3.1 CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA PARA C-4

En el presente, se ha realizado el análisis estático de la capacidad de carga en la cual se ha determinado la capacidad portante en función a la profundidad y a las características geométricas proporcionadas por el cliente.

Se ha determinado la capacidad admisible, mediante la fórmula de Meyerhoff (1953), Vesic (1963), Hansen (1970) y Terzaghi (1948) con insumos correspondientes a los parámetros de resistencia, para los cuales se ha considerado el siguiente resultado " $\Phi$ " igual a  $27.8^\circ$  y asumiendo la cohesión 0.00, debido a que es un suelo friccionante.

El cuadro, muestra los datos generales de los materiales, y geometría de cimentación, para la determinación de resistencia en condiciones estáticas. Luego se muestra un cuadro en el cual al hacer variar la profundidad y se halla una capacidad de carga, determinada por el factor de seguridad global.

Por el Tipo de material aplicaremos las fórmulas de capacidad de carga dadas por Meyerhof (1963) de su teoría de rotura por corte general, que está dada por la fórmula:

Para cimientos aisladas

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

En donde:

$q_u$  = Capacidad Última del terreno (kg./cm<sup>2</sup>).



Giancarlo Iven  
Oquesuhualpe Castillo  
N° CIP: 176356

$\gamma$  = Densidad húmeda natural del terreno. (1,95 gr./cm<sup>3</sup>)

$D_f$  = Profundidad de desplante de la estructura. (-1.50m)

$B$  = Ancho. Dimensión menor del Cimiento (m).

$L$  = Largo. Dimensión mayor del Cimiento (m).

$F_{q,\gamma s,c}$  = Factor unidimensional de forma, dependiente del ancho y de la zona de empuje pasivo función del Angulo de fricción interna considera la influencia del peso del suelo.

$N_{\gamma s,c}$  = Factor adimensional de capacidad de carga debido a la presión de la sobrecarga (densidad de enterramiento). Función del Angulo de fricción interna. La sobrecarga se halla representada por el peso por unidad de area  $\gamma \cdot D_f$ , del suelo que rodea la zapata.

$FS$  = Factor de seguridad, que toma en consideración lo siguiente:

- (a) Variaciones naturales en la resistencia al corte de los suelos.
- (b) Las incertidumbres que como es lógico, contienen los métodos o fórmulas para la determinación de la capacidad Última del suelo.
- (c) Disminuciones locales menores que se producen en la capacidad de carga de los suelos colapsables, durante o después de la Construcción.
- (d) Excesivo asentamiento en suelos compresibles que haría fluir el suelo cuando este, está próximo a la carga crítica o a la rotura por corte.

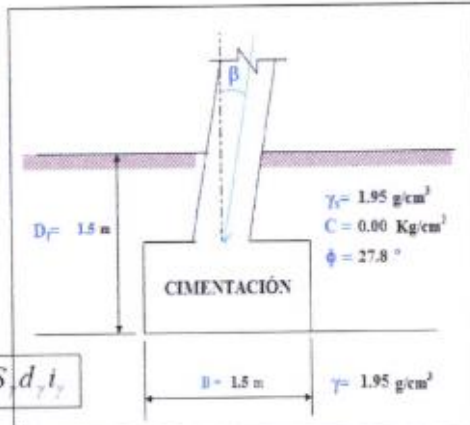
Por lo expuesto adoptaremos  $FS$  igual a 3.0 valor establecido para estructuras permanentes.



Giancarlo Irah  
Gonzalo Irah  
N° CIP: 176356

# CIMENTACION CUADRADA, RECTANGULAR O CIRCULAR

Cohesión	C =	0.00 Kg/cm <sup>2</sup>
Angulo de fricción	φ =	27.80 °
Tipo de falla	λ	
Peso unitario del suelo sobre el nivel de fundación	γ <sub>s</sub> =	1.95 g/cm <sup>3</sup>
Peso unitario del suelo bajo el nivel de fundación	γ =	1.95 g/cm <sup>3</sup>
Ancho de la cimentación	B =	1.50 m
Largo de la cimentación	L =	1.50 m
Profundidad de la cimentación	D <sub>f</sub> =	1.50 m
Inclinación de la carga	β =	0.00 °
Factor de seguridad	FS =	3.00



$$q_u = cN_c S_c d_c i_c + q_s N_q S_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Tipo de falla: Corte general (suelos densos)

A

Corte local (suelos sueltos como arenas poco densas, limos blandos, etc.)

B

C' =

φ' =

0.00

19.37 °

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$S_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$$

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{c \cot \phi}$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

$$S_\gamma = 1 + 0.4 \frac{B}{L}$$

Calculando los factores de capacidad de carga y forma:

Factores de capacidad de carga

$$N_c = 25.416$$

$$N_q = 14.400$$

$$N_\gamma = 16.239$$

Factores de forma

$$S_c = 1.567$$

$$S_q = 1.527$$

$$S_\gamma = 0.600$$

Factores de profundidad

$$d_c = 1.400$$

$$d_q = 1.300$$

$$d_\gamma = 1.000$$

Factores de inclinación

$$i_c = 1.000$$

$$i_q = 1.000$$

$$i_\gamma = 1.000$$

Reemplazando en la fórmula se tiene

$$q_u = 97.89 \text{ Ton/m}^2$$

Finalmente

Capacidad última de carga

$$q_u = 9.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Con } FS = 3.00$$

Se tiene finalmente:

Capacidad admisible de carga

$$q_{adm} = 3.26 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Si } \frac{D_f}{B} > 1$$

$$d_c = 1 + 0.4 \arctg \left( \frac{D_f}{B} \right)$$

$$d_q = 1 + 2 (\tan \phi) (1 - \sin \phi)^2 \arctg \left( \frac{D_f}{B} \right)$$

$$d_\gamma = 1$$

$$\text{Si } \frac{D_f}{B} \leq 1$$

$$d_c = i_q = \left( 1 - \frac{\beta}{90} \right)^2$$

$$d_q = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$$

$$d_\gamma = \left( 1 + \frac{\beta}{\phi} \right)^2$$

$$d_q = 1 + 2 (\tan \phi) (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

*[Firma]*  
 Giancarlo León  
 Geotécnico  
 N° CIP: 176356

Podemos apreciar que el material de la zona en estudio presenta una resistencia media a baja, debiendo el Ing. Estructural comparar la capacidad admisible obtenida en el metrado de cargas con la capacidad admisible encontrada en el presente estudio.

## 5.4 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

### 5.4.1 Asentamientos Inmediatos

Se ha tomado el criterio de limitar el asentamiento de la cimentación a 2.54 cm (1 pulgada), por el tipo de cimentación. Lambe (1994) pag. 216.

El asentamiento, se ha calculado mediante la teoría elástica según Harr (1996), que está dado por la fórmula:

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_r$$

Donde:

$S_e$  = Asentamiento (mm)

$q_0$  = Presión de trabajo (Tn/m<sup>2</sup>)

$B$  = Ancho de la cimentación (m)

$\mu$  = Relación de Poisson

$E_s$  = Modulo de Elasticidad (Tn/m<sup>2</sup>)

$\alpha_r$  = Promedio para cimentación rígida (Harr 1996).

Reemplazando valores:

$q_0$  = 3.26 Kg/cm<sup>2</sup>                       $\alpha_r$  = 0.93

$B$  = 1.5 m

$\mu$  = 0.2

$E_s$  = 800 Kg/cm<sup>2</sup>

$S_e = 5.462 \text{ mm.}$



Giancarlo Ivan  
Quesuhualpe Castillo  
N° CIP:176356

El valor del asentamiento inmediato es menor al asentamiento tolerable (5.462 mm < 25.4 mm)

## 5.5 PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

De acuerdo al reglamento nacional de construcciones y a la Norma Técnica de edificación E-030-Diseño Sismo resistente, se deberá tomar los siguientes valores:

(a) Factor de Zona \_\_\_\_\_  $Z = 0.45$  (\*)

(b) Condiciones Geotécnicas

El suelo investigado, pertenece al perfil Tipo **S1**.

(c) Periodo de Vibración del Suelo \_\_\_\_\_  $T_p = 0.4$  seg.

(d) Periodo con desplazamiento constante \_\_\_\_\_  $T_L = 2.5$  seg.

(e) Factor de Amplificación del Suelo \_\_\_\_\_  $S = 1$

(f) Factor de Amplificación Sísmica ( C )

$$C = 2.5, \quad \text{Si } T < T_p$$

$$C = 2.5 * \frac{T_p}{T}, \quad \text{Si } T_p < T < T_L$$

$$C = 2.5 * \frac{T_p(T_L)}{T^2}, \quad \text{Si } T > T_L$$

Se calculará en base a la siguiente expresión:

Para  $T$  = Periodo de Vibración de la Estructura =  $H/C_t$

(f) Categoría de la Edificación \_\_\_\_\_  $C$

(g) Factor de Uso \_\_\_\_\_  $U$

(h) La Fuerza horizontal o cortante basal, debido a la acción sísmica se determinará por la fórmula siguiente:

  
Gerardo Ivan  
Quesada Cevallo  
N° CIP: 176356



Para:

V= Cortante Basal

Z= Factor de zona

U= Factor de uso

S= Factor de amplificación del suelo

C= Factor de amplificación sísmica

R =Coeficiente de reducción

P= Peso de la edificación

$$V = \frac{Z * U * S * C * P}{R}$$

\*El área en estudio, corresponde a la **Zona 4**, el factor de zona se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

## 6.0 ANÁLISIS DE LOS ENSAYOS QUIMICOS

Se realizó ensayos químicos referidos a contenido de sulfatos, sales y cloruros, obteniendo los siguientes resultados:

Sondaje	Muestra	Contenido de sales (ppm)	Contenido de sulfatos (ppm)	Contenido de cloruros (ppm)
C-1	M-1	160.5	-	-
C-2	M-1	-	122.2	-
C-4	M-1	-	-	8.7

Se observa que las muestras tienen contenido leve de sulfatos, por lo que se requiere utilizar cemento Portland tipo I.

  
Glencarlo Ivan  
Quesadualpe Castillo  
N° CIP:176396

## 7.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### De la mecánica de suelos

- El suelo presente en la profundidad activa de cimentación sugerida, está conformado por suelos gravosos en estado seco.
- Los registros exploratorios muestran las excavaciones realizadas y los materiales encontrados, de acuerdo a las mismas tenemos que el suelo de fundación predominante es gravoso y se encuentra a partir del 0.00 m. a partir del nivel de piso terminado.
- La alternativa de cimentación sugerida para el cliente consistente en zapatas aisladas rectangulares. El terreno presenta una capacidad portante media a partir de 1.50 bajo el nivel de piso terminado. ***Por esta razón la profundidad de cimentación sugerida es de 1.50 m.***
- Se calculó la capacidad de carga admisible del suelo de fundación, que para el caso en los cálculos estructurales se ha de hacer uso de **3.26 Kg/cm<sup>2</sup>**, siendo esta una resistencia adecuada de acuerdo a los materiales encontrados y las condiciones de los mismos.
- Antes de efectuar el proceso constructivo, el fondo de la cimentación deberá ser compactado previo humedecimiento, a fin de densificar el material y reducir los asentamientos.
- Se evitara la infiltración de agua que pueda afectar la cimentación después de la construcción, ya que puede producirse la reducción de la capacidad portante del terreno de fundación.
- Se recomienda el uso de cemento Portland Tipo I.
- Las presentes conclusiones y recomendaciones son oportunas al proyecto en evaluación mas no se recomienda el uso de las mismas en otro proyecto sin antes hacer la consulta al especialista.



Quisenhuilpe Castillo  
N° CIP: 176356

## **RESULTADOS DE LABORATORIO**



Glencarlo Iven  
Quemuhualpe Castillo  
N° CIP:176356



**ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN**

**PROYECTO** : Estudio de mecánica de suelos para fines de cimentación

**F. de Ejecución:** 22/02/2019

**UBICACIÓN** : Villa Esperanza Anexo 8- San Antonio – Huarochiri

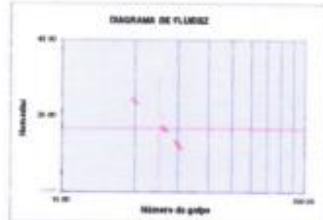
**SONDAJE** : C-01

**MUESTRA** : M-01

**PROFUNDIDAD:** 0.00-2.00

Granulometría por Tamizado ASTM D422		
Malla	Abertura (mm)	% que pasa
3"	76.200	91.0
2"	50.800	80.3
1 1/2"	38.100	67.4
1"	25.400	51.3
3/4"	19.100	45.0
3/8"	9.520	41.9
Nº 4	4.760	37.6
Nº 10	2.000	30.5
Nº 20	0.840	24.5
Nº 40	0.425	22.1
Nº 60	0.250	19.5
Nº 100	0.150	17.9
Nº 200	0.075	16.4

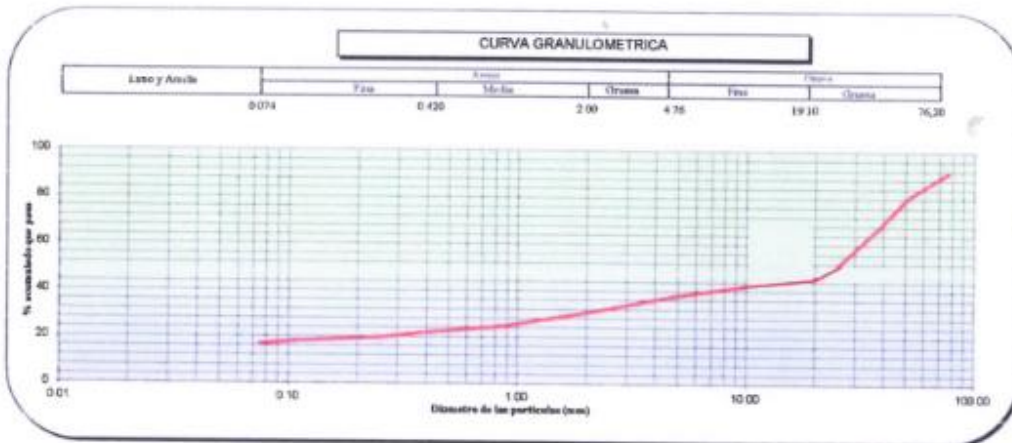
Clasificación: ASTM - D2487 / D3282	
Clasificación ( S.U.C.S. )	GC - GM
Clasificación ( AASHTO )	A-1-b
Índice de Grupo	0
Nombre: Grava limo arcillosa con arena	



Límites de Consistencia			
Límite Líquido ( LL )	ASTM-D4318	( % )	17
Límite Plástico ( LP )	ASTM-D4318	( % )	10
Índice Plástico ( IP )		( % )	7


Distribución Granulométrica			
% Grava	Grava Gruesa	46.0	
	Grava Fina	7.4	62.4
% Arena	Arena Gruesa	7.1	
	Arena Media	8.5	
	Arena fina	5.6	21.2
% Fines			16.4

Contenido de Humedad (ASTM D-2216)	(%)	0.7
------------------------------------	-----	-----



Observaciones:

Lima 07, Comas - Asociación Vivienda la Paz Mz. A Lt 6.

  
**Giancarlo Iván**  
**Quesuñay Castillo**  
**Nº CIP: 176356**

**ENAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN**

PROYECTO : Estudio de mecánica de suelos para fines de cimentación

F. de Ejecución: 22/02/2019

UBICACIÓN : Villa Esperanza Anexo 8- San Antonio – Huarochiri

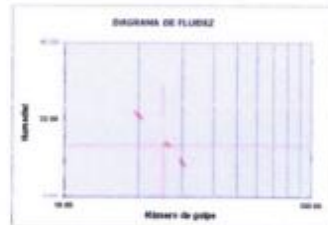
SONDAJE : C-02

MUESTRA : M-01

PROFUNDIDAD: 0.00-2.00

Granulometría por Tamizado, ASTM D422		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
3"	76.200	99.6
2"	50.800	92.8
1 1/2"	38.100	88.5
1"	25.400	67.6
3/4"	19.100	48.2
3/8"	9.520	30.6
Nº 4	4.750	26.5
Nº 10	2.000	19.8
Nº 20	0.840	14.0
Nº 40	0.425	11.7
Nº 60	0.250	9.2
Nº 140	0.106	7.6
Nº 200	0.075	6.3

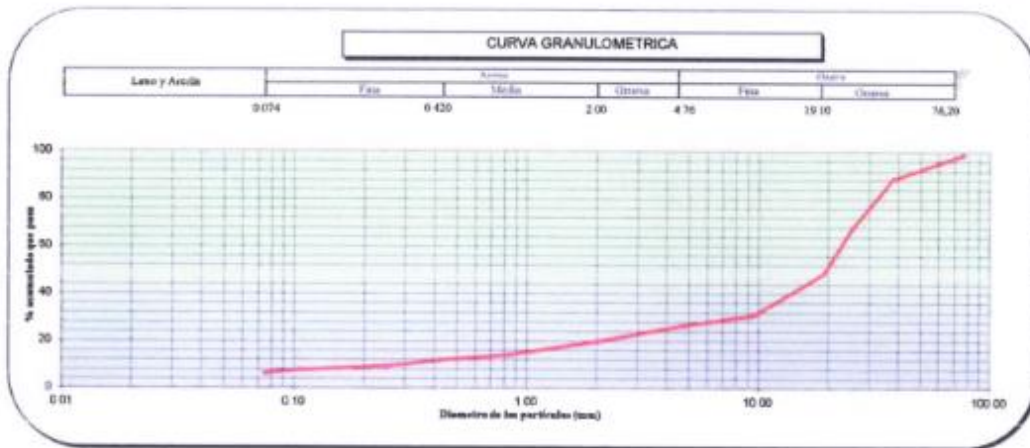
Clasificación: ASTM - D2487 / D3282	
Clasificación ( S.U.C.S. )	GP - GC
Clasificación ( AASHTO )	A-2-4
Índice de Grupo	0
Nombre: Grava pobremente graduada con arena y arena	



Límites de Consistencia			
Límite Líquido ( LL )	ASTM-D4318	( % )	14
Límite Plástico ( LP )	ASTM-D4318	( % )	6
Índice Plástico ( IP )		( % )	8

Distribución Granulométrica			
% Grava	Grava Gruesa	50.4	
	Grava Fina	21.7	73.5
% Arena	Arena Gruesa	6.8	
	Arena Medía	8.1	
	Arena Fina	5.4	20.3
% Fines			6.3

Contenido de Humedad (ASTM D-2216)	(%)	0.8
------------------------------------	-----	-----



Observaciones:

Lima 07, Comas - Asociación Vivienda la Paz Mz. A Lt 6.

*[Firma]*  
Giancarlo Ivan  
Quaresuualpe Castillo  
Nº CIP: 176356

**ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN**

**PROYECTO** : Estudio de mecánica de suelos para fines de cimentación

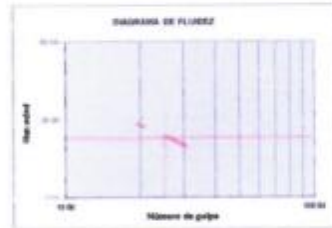
**F. de Ejecución:** 22/02/2019

**UBICACIÓN** : Villa Esperanza Anexo B- San Antonio – Huarochiri

**SONDAJE** : C-03

**MUESTRA** : M-01

**PROFUNDIDAD:** 0.00-2.00



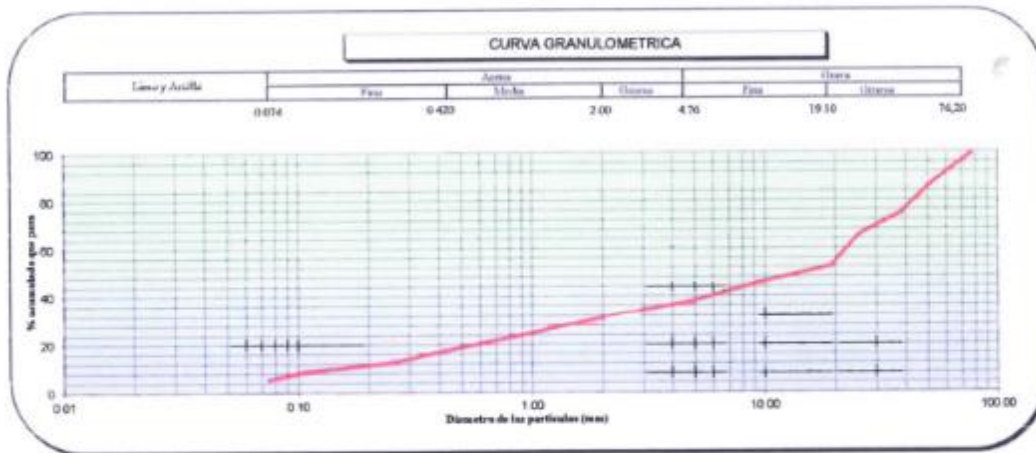
Granulometría por Tamizado: ASTM D422		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
3"	76.200	99.1
2"	50.800	96.3
1 1/2"	38.100	74.5
1"	25.400	65.7
3/4"	19.100	52.3
3/8"	9.520	45.6
Nº 4	4.750	37.4
Nº 10	2.000	31.0
Nº 20	0.840	23.3
Nº 40	0.425	17.3
Nº 60	0.250	12.3
Nº 140	0.106	8.7
Nº 200	0.075	5.5

Clasificación: ASTM - D3487 / D3282	
Clasificación ( S.U.C.S. )	GP - GC
Clasificación ( AASHTO )	A-1-a
Índice de Grupo	0
Nombre: Grava pobremente graduada con arcilla y arena	

Límites de Consistencia			
Límite Líquido ( LL )	ASTM-D4318	( % )	14
Límite Plástico ( LP )	ASTM-D4318	( % )	9
Índice Plástico ( IP )		( % )	5

Distribución Granulométrica			
% Grava	Grava Gruesa	45.9	
	Grava Fina	14.0	62.9
% Arena	Arena Gruesa	6.4	
	Arena Media	13.7	
	Arena Fina	11.9	31.9
% Finos			33.0

Contenido de Humedad (ASTM D-2216)	( % )	1.3
------------------------------------	-------	-----



Observaciones:

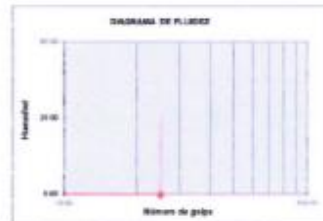
  
**Claudiohualpe Castillo**  
 N° CIP: 176356

**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN**

PROYECTO : Estudio de mecánica de suelos para fines de cimentación

F. de Ejecución: 22/02/2019

UBICACIÓN : Villa Esperanza Anexo B - San Antonio - Huarochiri  
 SONDAGE : C-04  
 MUESTRA : M-01  
 PROFUNDIDAD : 0.00 - 2.00



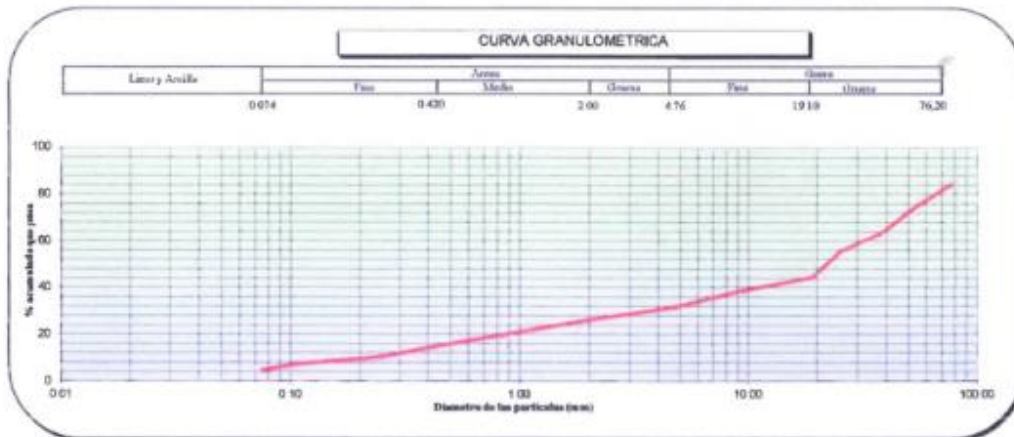
Granulometría por Tamizado, ASTM D422		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
3"	76.200	83.8
2"	50.800	73.0
1 1/2"	38.100	63.0
1"	25.400	55.5
3/4"	19.100	44.2
3/8"	9.520	38.8
Nº 4	4.760	31.6
Nº 10	2.000	26.2
Nº 20	0.840	19.7
Nº 40	0.425	14.6
Nº 60	0.250	10.4
Nº 100	0.150	7.3
Nº 200	0.075	4.6

Clasificación: ASTM - D2487 / D3282	
Clasificación (S.U.C.S.)	GW
Clasificación (AASHTO)	A-1-a
Índice de Grupo	0
Nombre: Grava bien graduada con arena	

Límites de Consistencia			
Límite Líquido (LL)	ASTM-D4318	(%)	-
Límite Plástico (LP)	ASTM-D4318	(%)	NP
Índice Plástico (IP)		(%)	-

Distribución Granulométrica			
% Grava	Grava Gruesa	30.0	88.4
	Grava Fina	12.6	
% Arena	Arena Gruesa	5.4	37.0
	Arena Meda	11.6	
	Arena Fina	50.0	
% Fina			4.6

Contenido de Humedad (ASTM D-2216)	(%)	0.7
------------------------------------	-----	-----



Observaciones:

Lima 97, Comas - Asociación Vivienda la Paz Mz. A Lt 6.

  
 Giancarlo Iván  
 Geotecnólogo Castillo  
 N° CIP: 178356



**ENSAYO DE CORTE DIRECTO - ASTM D - 3080**

PROYECTO Estudio de mecánica de suelos para fines de cimentación

UBICACIÓN Villa Esperanza Anexo B - San Antonio - Huarochiri

FECHA 22 de febrero del 2019

MUESTRA : C-04 ; M-01

Velocidad : 0,25mm/min

Clasificación Sucs : SP

Deformación Normal		1 Kg/cm²		2 Kg/cm²		4 Kg/cm²	
Etapas		Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura	(cm)	2.00	1.97	2.00	1.95	2.00	1.97
Diámetro	(cm)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Humedad	(%)	7.84	8.01	7.84	7.95	7.84	7.93
Densidad Seca	(g/cm³)	1.84	1.75	1.84	1.73	1.84	1.73

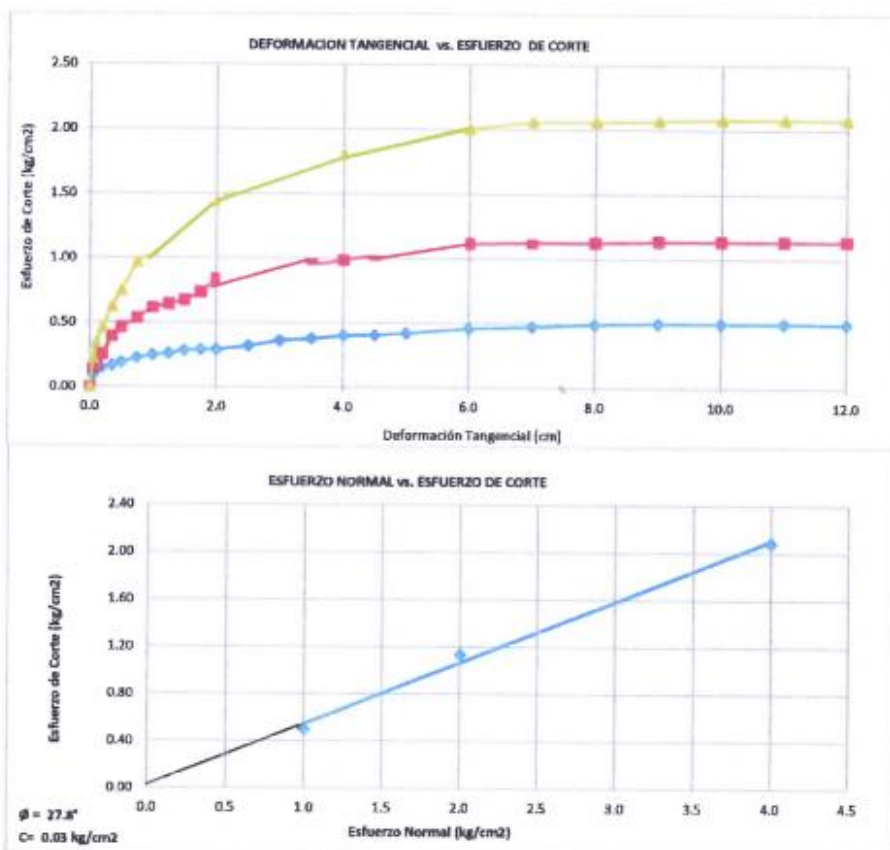
1 Kg/cm²			2 Kg/cm²			4 Kg/cm²		
Deformación (%)	Est. de Corte (kg/cm²)	Esfuerzo Normaliz.	Deformación (%)	Est. de Corte (kg/cm²)	Esfuerzo Normaliz.	Deformación (%)	Est. de Corte (kg/cm²)	Esfuerzo Normaliz.
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.09	0.09	0.05	0.15	0.08	0.05	0.23	0.06
0.10	0.12	0.12	0.10	0.17	0.09	0.10	0.34	0.09
0.20	0.15	0.15	0.20	0.25	0.13	0.20	0.46	0.12
0.30	0.17	0.17	0.30	0.33	0.20	0.30	0.62	0.16
0.50	0.19	0.19	0.50	0.46	0.23	0.50	0.75	0.19
0.75	0.23	0.23	0.75	0.53	0.27	0.75	0.96	0.24
1.00	0.25	0.25	1.00	0.61	0.31	1.00	1.06	0.26
1.25	0.26	0.26	1.25	0.64	0.32	1.25	1.19	0.30
1.50	0.28	0.28	1.50	0.67	0.34	1.50	1.28	0.32
1.75	0.29	0.29	1.75	0.73	0.37	1.75	1.34	0.34
2.00	0.29	0.29	2.00	0.84	0.42	2.00	1.44	0.36
2.50	0.32	0.32	2.50	0.87	0.43	2.50	1.60	0.40
3.00	0.36	0.36	3.00	0.90	0.45	3.00	1.64	0.41
3.50	0.38	0.38	3.50	0.95	0.47	3.50	1.73	0.43
4.00	0.40	0.40	4.00	0.99	0.49	4.00	1.81	0.45
4.50	0.41	0.41	4.50	1.03	0.51	4.50	1.87	0.47
5.00	0.42	0.42	5.00	1.08	0.54	5.00	1.91	0.48
6.00	0.46	0.46	6.00	1.12	0.56	6.00	2.01	0.50
7.00	0.47	0.47	7.00	1.13	0.56	7.00	2.06	0.52
8.00	0.49	0.49	8.00	1.13	0.56	8.00	2.06	0.52
9.00	0.50	0.50	9.00	1.14	0.57	9.00	2.07	0.52
10.00	0.50	0.50	10.00	1.14	0.57	10.00	2.08	0.52
11.00	0.50	0.50	11.00	1.14	0.57	11.00	2.08	0.52
12.00	0.50	0.50	12.00	1.14	0.57	12.00	2.08	0.52

Lima 07, Comas - Asociación Vivienda la Paz Mz. A L1 6.

  
Giancarlo Hen  
Gomes Huallpa Castillo  
N° CIP: 176356

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO - ASTM D - 3080**

PROYECTO Estudio de mecánica de suelos para fines de cimentación



Lima 07, Comas - Asociación Vivienda la Paz Mz. A Lt 6.

*[Signature]*  
Giancarlo Iván  
Quesuahuilpe Castillo  
N° CIP: 176356

## ENSAYOS QUÍMICOS DE SUELOS

PROYECTO Estudio de suelos con fines de cimentación

FECHA DE EMISION Febrero de 2019

### CONTENIDO DE SALES SOLUBLES NTP 339.152 - USBR E-8

Calicata :	Calicata N° 01
Muestra:	1

Contenido de sales	160.5 p.p.m.
	0.0161 %

### CONTENIDO DE SULFATOS SOLUBLES NTP 339.178 - AASHTO T290

Calicata :	Calicata N° 02
Muestra:	1

Contenido de sulfatos	122.2 p.p.m.
	0.0122 %

### CONTENIDO DE CLORUROS SOLUBLES NTP 339.177 - AASHTO T291

Calicata :	Calicata N° 04
Muestra:	1

Contenido de cloruros	8.7 p.p.m.
	0.0009 %

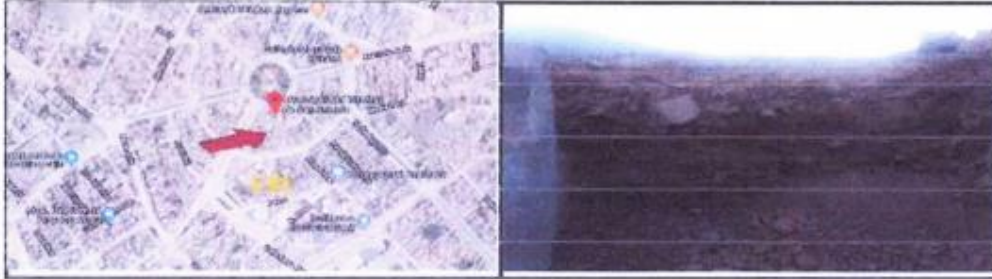
Lima 07, Comas - Asociación Vivienda la Paz Mz. A Lt 6.



Giancarlo Iván  
Guesuhualpe Castillo  
N° CIP: 176356

## REGISTRO DE EXCAVACIÓN

**PROYECTO** : Estudio de suelos con fines de cimentación  
**UBICACIÓN** : Villa Esperanza Anexo 3 - San Antonio - Huarochiri  
**TIPO DE EXPLORACION** : CALICATA  
**N° DE EXPLORACION** : C - 01  
**NIVEL FREÁTICO (m)** : N.A.  
**PROF. DE EXPLORACIÓN (m)** : 2.69  
**FECHA DE EXPLORACIÓN** : Febrero 2019



PROF.(m)	DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA Clasificación técnica, grado de compactación / consistencia; índice de plasticidad / compresibilidad; contenido de humedad y color Otras: forma del material granular, presencia de obstrucciones y material orgánico, porcentaje estimado de bolones / canchales, etc.	S U C S	GRANULOMETRÍA (%)					N° DE MUESTRA
			< 0.075 mm	0.075 - 0.425 mm	0.425 - 0.850 mm	0.850 - 2.0 mm	> 2.0 mm	
0.20								
1.60	Grava compactada con cierto porcentaje de arena, limo y arcilla, en estado seco y plasticidad baja	GC-GM	16.40%	21.20%	62.40%	7	0.70%	M-01
2.69								

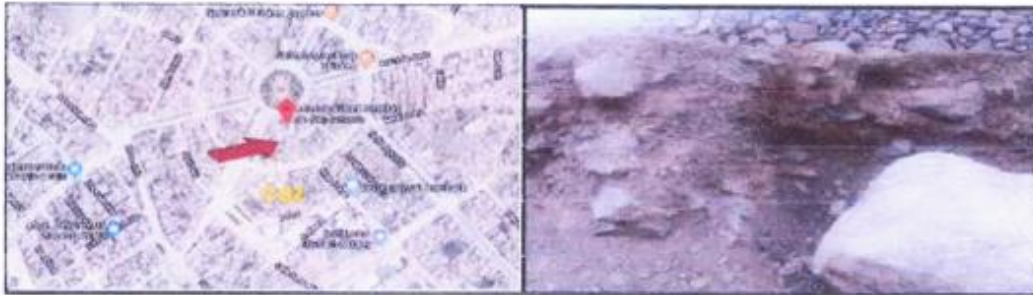
OBSERVACIONES :

  
 \*\*\*\*\*  
 Giancarlo Ivan  
 Copesuhualpe Castillo  
 N° CIP: 126356



## REGISTRO DE EXCAVACIÓN

**PROYECTO** : Estudio de suelos con fines de cimentación  
**UBICACIÓN** : Villa Esperanza Anexo B - San Antonio - Huorochiti  
**TIPO DE EXPLORACIÓN** : CALCATA  
**Nº DE EXPLORACIÓN** : C - 02  
**NIVEL FREÁTICO (m)** : N.A.  
**PROF. DE EXPLORACIÓN (m)** : 2.80  
**FECHA DE EXPLORACIÓN** : Febrero 2019



PROF(m)	DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA Clasificación técnica, grado de compactación / consistencia, índice de plasticidad / compresibilidad, contenido de humedad y color Otros: forma del material granular, presencia de nodulaciones y material orgánico, porcentaje estimado de boleros / caritos, etc.	S U C S	GRANULOMETRÍA (%)					Nº DE MUESTRA
			< 0.075 mm	0.075 mm a 4.750 mm	4.750 mm a 75 mm	IP	% Humedad	
0.30								
1.88	Grava compactada con cierto porcentaje de arena y arcilla, en estado seco y plasticidad baja	GP-GC	8.30%	30.30%	73.50%	6	0.80%	M-01
2.88								

OBSERVACIONES :

  
 \*\*\*\*\*  
 Glencarlo Ivan  
 Oquesuhualpe Castillo  
 N° CIP: 126356

## REGISTRO DE EXCAVACIÓN

**PROYECTO** : Estudio de suelos con fines de cimentación  
**UBICACIÓN** : Villa Esperanza Anexo B - San Antonio - Huachichil  
**TIPO DE EXPLORACIÓN** : CALICATA  
**Nº DE EXPLORACIÓN** : C - 03  
**NIVEL FREÁTICO (m)** : N.A.  
**PROF. DE EXPLORACIÓN (m)** : 2.00  
**FECHA DE EXPLORACIÓN** : Febrero 2018



PROF(m)	DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA Clasificación técnica, grado de compactación / consistencia, índice de plasticidad / compresibilidad, contenido de humedad y color. Otros: forma del material granular, presencia de oxidaciones y material orgánico, porcentaje estimado de bolsones / cantos, etc.	S U C S	GRANULOMETRÍA (%)					Nº DE MUESTRA
			< 0.075 mm	0.075 - 0.425 mm	0.425 - 0.850 mm	0.850 - 2.0 mm	> 2.0 mm	
0.20								
1.00	Grava compactada con cierto porcentaje de arena y arcilla, en estado seco y plasticidad baja	GP-GC	5.50%	31.90%	62.60%	5	1.90%	14-01
2.00								

  
 Francisco Irujo  
 Oquihuella Castillo  
 N° CIP:176356

## REGISTRO DE EXCAVACIÓN

PROYECTO

Estudio de suelos con fines de cimentación

UBICACIÓN

TIPO DE EXPLORACIÓN

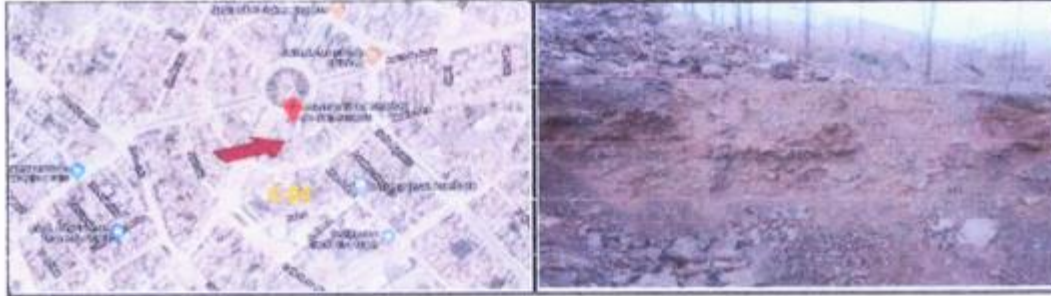
Nº DE EXPLORACIÓN

NIVEL FREÁTICO (m)

PROF. DE EXPLORACIÓN (m)

FECHA DE EXPLORACIÓN

Febrero 2019



PROF(m)	DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA Clasificación tónica, grado de compactación / consistencia, índice de plasticidad / compresibilidad, contenido de humedad y color Otras: forma del material granular, presencia de inclusiones y material orgánico, porcentaje estimado de boleros / cantos, etc.	S U C S	GRANULOMETRÍA (%)					Nº DE MUESTRA
			< 4 mm	0.075 mm	4.750 mm	75 mm	%	
0.20								
1.50	Grava compactada con cierto porcentaje de arena, en estado seco y plasticidad baja	GW	4.60%	27.00%	68.40%		0.70%	M-41
2.20								

OBSERVACIONES :

  
 Giancarlo Iván  
 Oquesuhualipa Castillo  
 N° CIP:176356



## Anexo 5. Panel fotográfico



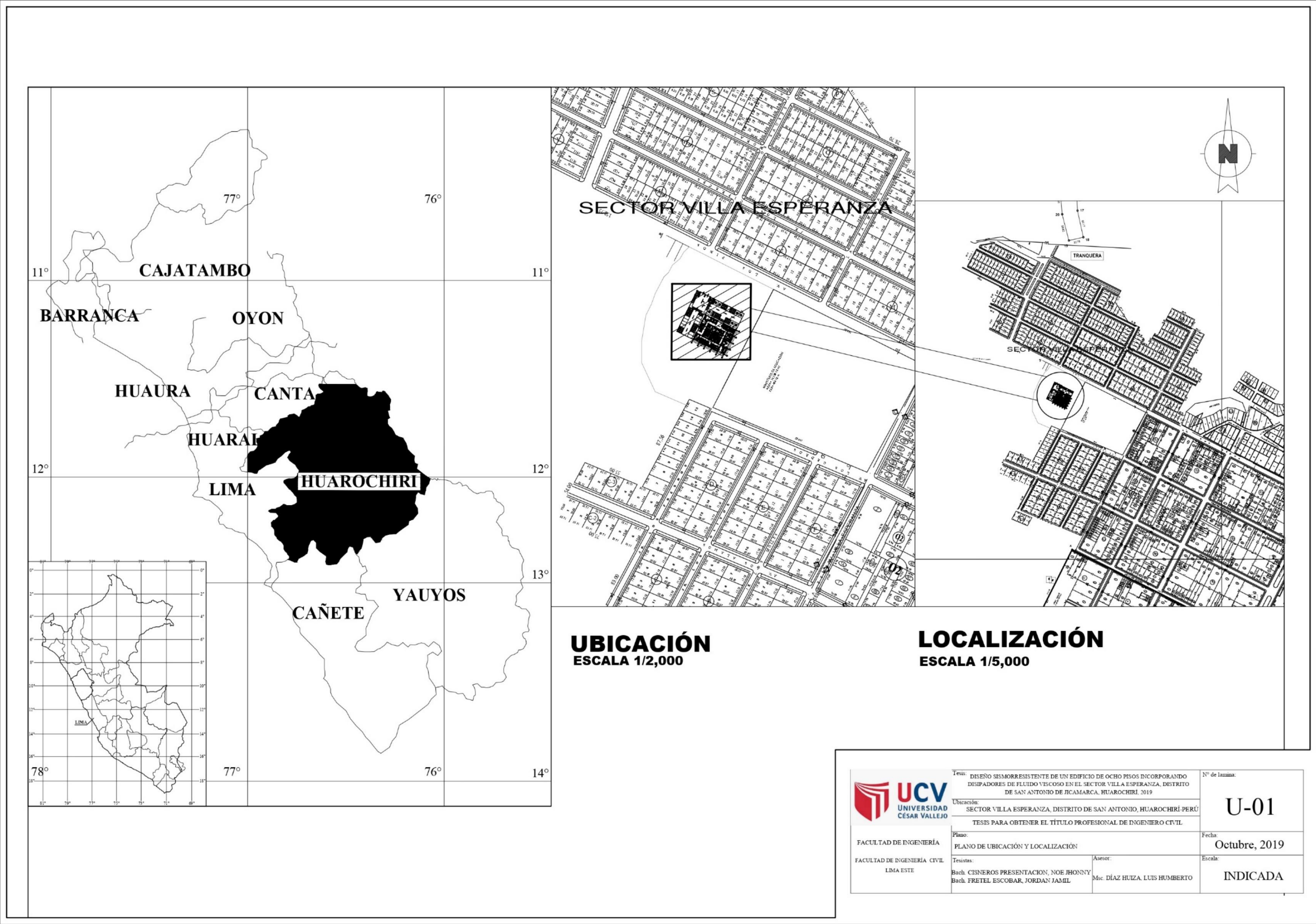
*Figura 1. Calicata en el área de estudio.*



*Figura 1. Área de estudio destinada a la edificación esencial (clínicaA2) del presente proyecto de tesis.*

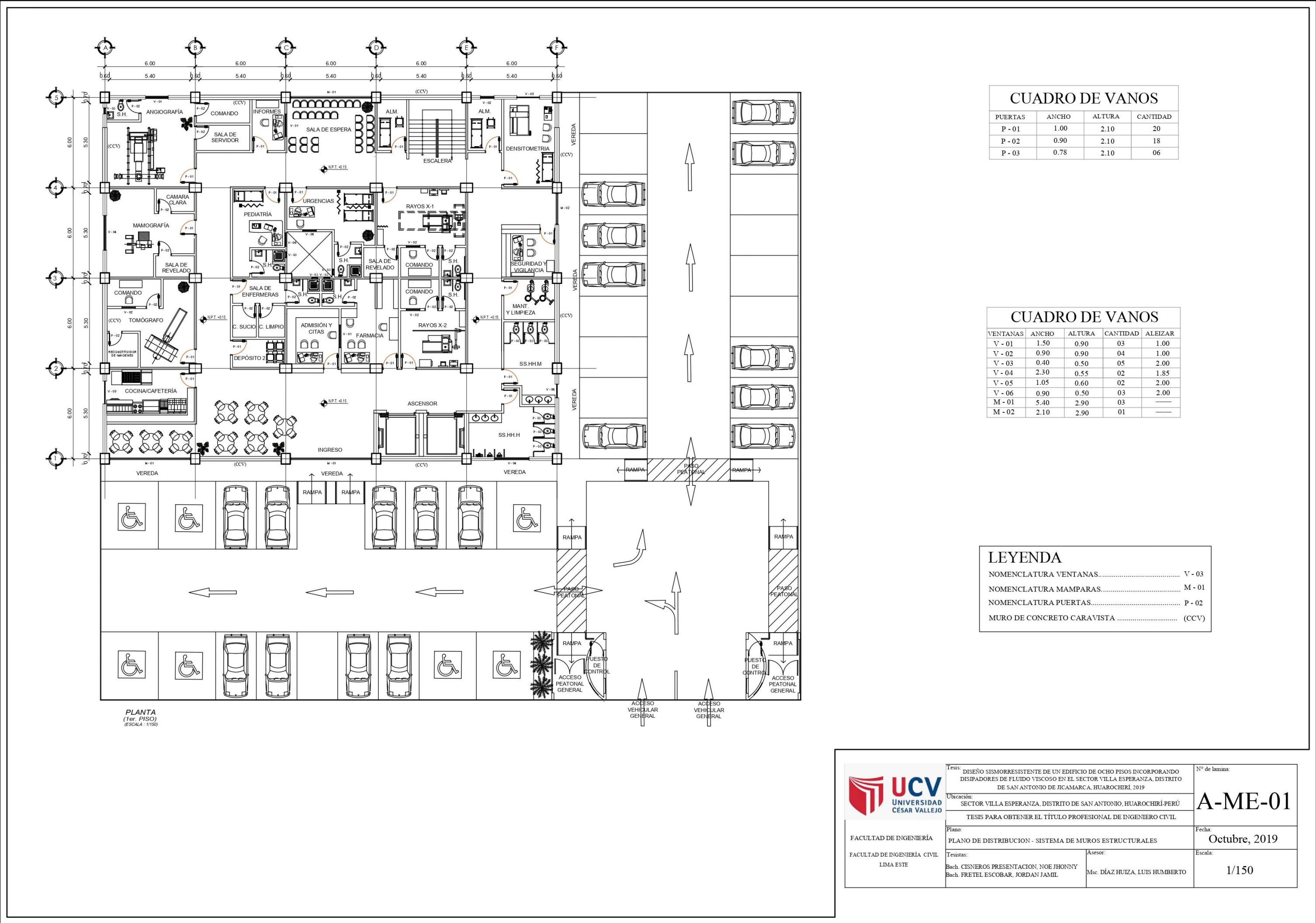


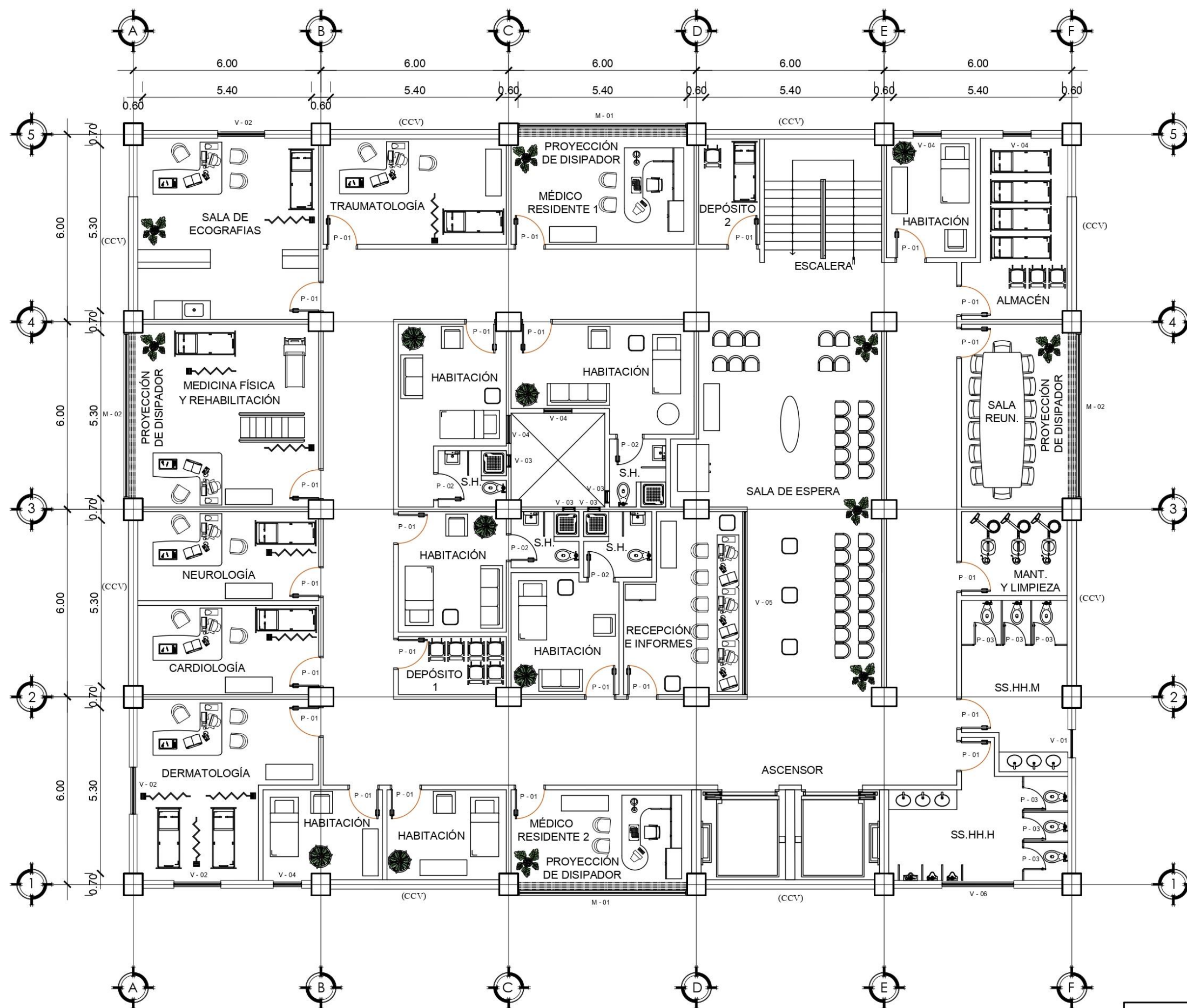
Anexo 6. Plano de ubicación





Anexo 7. Planos de arquitectura






CUADRO DE VANOS			
PUERTAS	ANCHO	ALTURA	CANTIDAD
P - 01	1.00	2.10	23
P - 02	0.90	2.10	04
P - 03	0.78	2.10	06

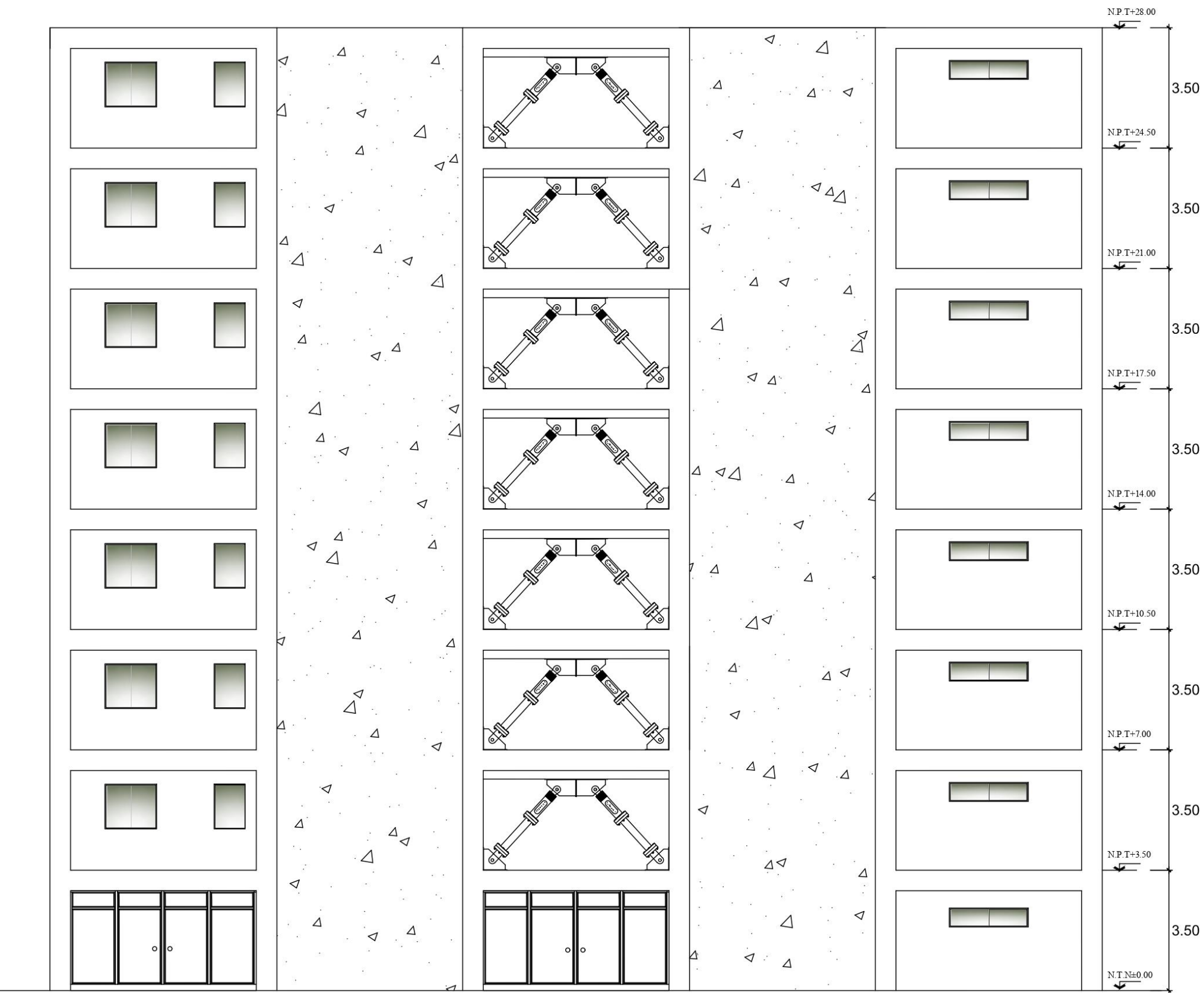
CUADRO DE VANOS				
VENTANAS	ANCHO	ALTURA	CANTIDAD	ALEIZAR
V - 01	0.90	0.50	01	2.00
V - 02	1.50	1.30	03	1.20
V - 03	0.40	0.50	04	2.00
V - 04	0.90	1.30	05	1.20
V - 05	5.85	1.20	01	1.20
V - 06	2.30	0.55	01	2.00
M - 01	5.40	2.90	02	—
M - 02	5.30	2.90	02	—

LEYENDA	
NOMENCLATURA VENTANAS.....	V - 03
NOMENCLATURA MAMPARAS.....	M - 01
NOMENCLATURA PUERTAS.....	P - 02
MURO DE CONCRETO CARAVISTA .....	(CCV)


PLANTA - TIPICA  
(2do AL 8vo. PISO))  
(ESCALA : 1/100)

 <p>FACULTAD DE INGENIERÍA</p> <p>FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL</p> <p>LIMA ESTE</p>	<p>Tesis: DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE OCHO PISOS INCORPORANDO DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN EL SECTOR VILLA ESPERANZA, DISTRITO DE SAN ANTONIO DE JICAMARCA, HUARACHIRI, 2019</p> <p>Ubicación: SECTOR VILLA ESPERANZA, DISTRITO DE SAN ANTONIO, HUARACHIRI-PERÚ</p> <p>TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL</p>	<p>Nº de lámina:</p> <p><b>A-ME-02</b></p>
	<p>Plano: PLANO DE DISTRIBUCION - SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES</p>	<p>Fecha: Octubre, 2019</p>
	<p>Tesisistas: Bach. CISNEROS PRESENTACION, NOE JHONNY Bach. FRETTEL ESCOBAR, JORDAN JAMIL</p>	<p>Asesor: Msc. DÍAZ HUIZA, LUIS HUMBERTO</p>
	<p>Escala: 1/100</p>	



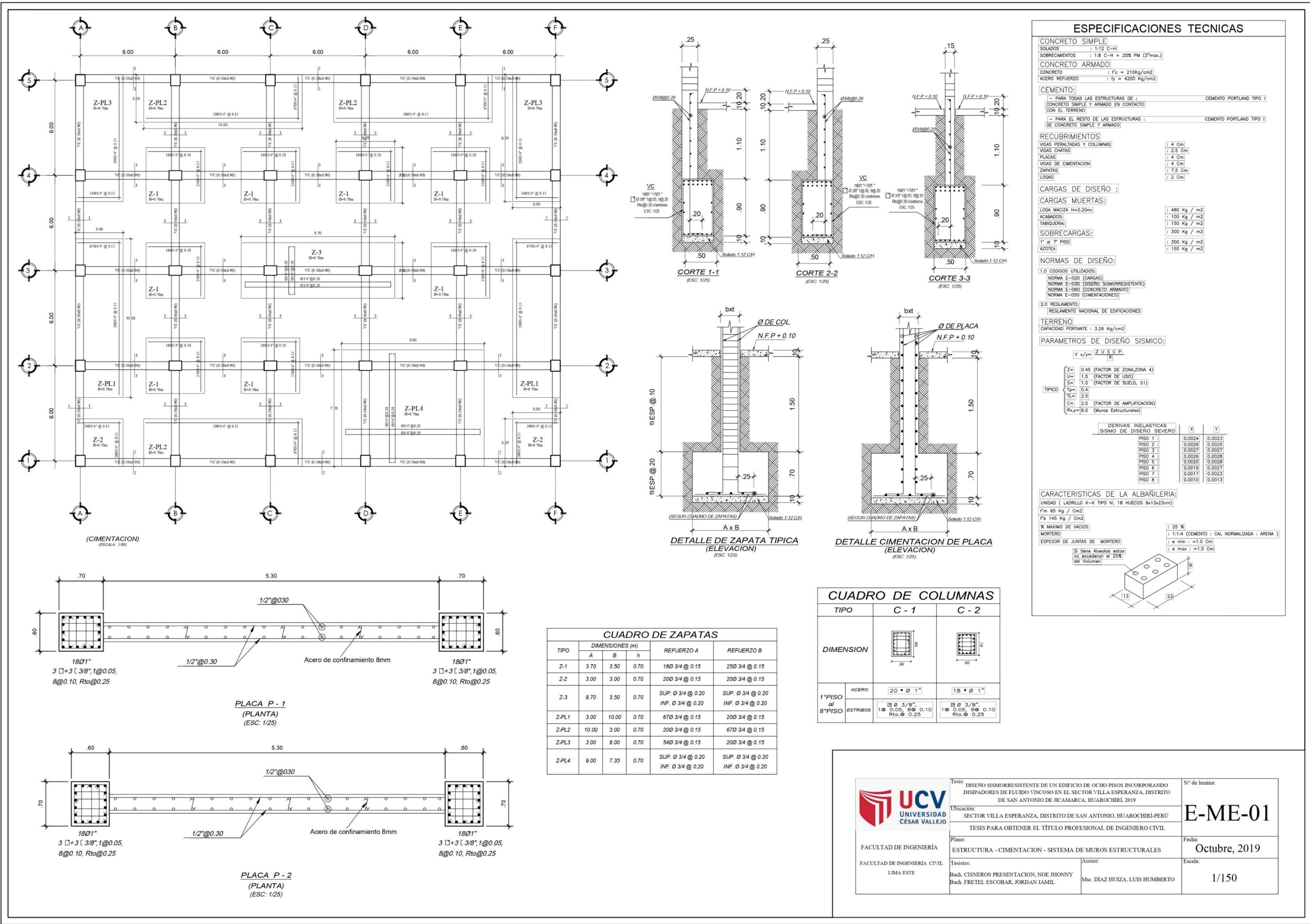


ELEVACION  
(ESCALA : 1/100)

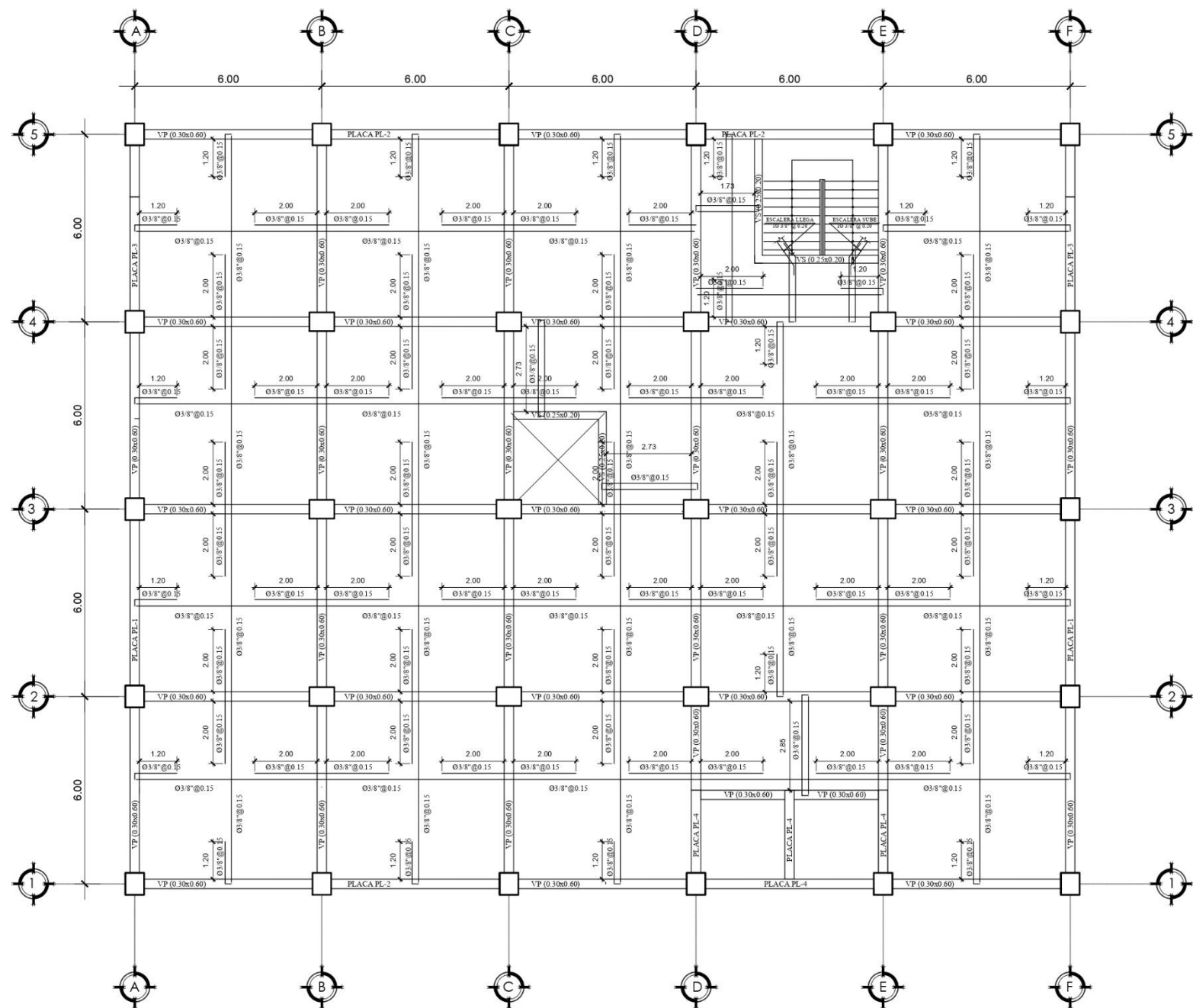
 FACULTAD DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL LIMA ESTE	Tesis: DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE OCHO PISOS INCORPORANDO DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN EL SECTOR VILLA ESPERANZA, DISTRITO DE SAN ANTONIO DE JICAMARCA, HUARACHIRI, 2019	Nº de lamina:	
	Ubicación: SECTOR VILLA ESPERANZA, DISTRITO DE SAN ANTONIO, HUARACHIRI-PERÚ TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL	A-ME-03	
	Plano: PLANO DE ELEVACION - SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES	Fecha: Octubre, 2019	
	Tesisistas: Bach. CISNEROS PRESENTACION, NOE JHONNY Bach. FRETTEL ESCOBAR, JORDAN JAMIL	Asesor: Msc. DÍAZ HUIZA, LUIS HUMBERTO	Escala: 1/100



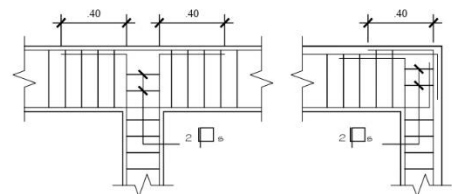
Anexo 8. Planos de estructura



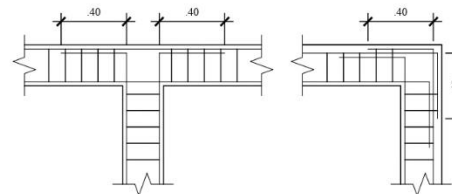




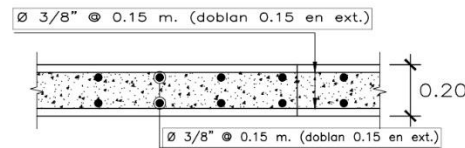
LOSA MACIZA  $h=0.20m$ .  
(TECHO DEL 1er. AL 8vo. PISO)  
(ESCALA: 1/100)



DETALLE DE ENCUENTRO: VIGA-COLUMNA



DETALLE DE ENCUENTRO ENTRE VIGAS

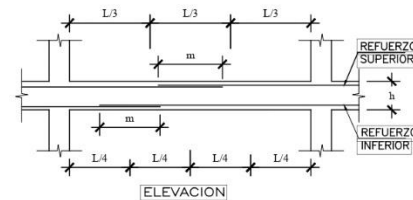


DETALLE DE LOSA MACIZA  $H=0.20$   
ESCALA: 1/20

## TRASLAPES Y EMPALMES PARA VIGAS Y LOSAS

### NOTAS

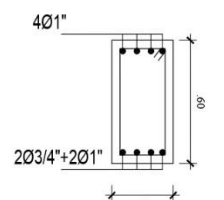
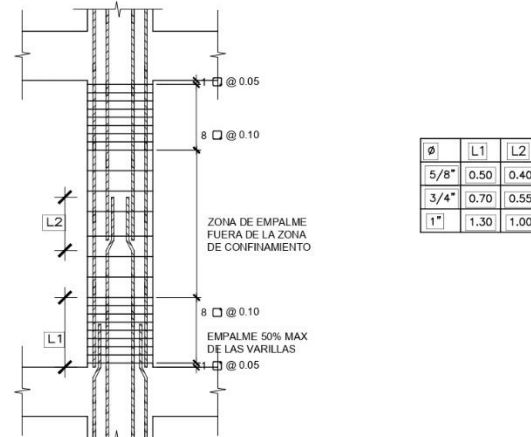
- 1.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION
- 2.- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70 %
- 3.- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 CM. PARA FIERRO DE 3/8" Y 35 CM. PARA 1/2" O 5/8"



### VALORES DE m

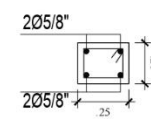
Ø	REFUERZO INFERIOR		REFUERZO SUPERIOR	
	h CUALQUIERA	h < 0.30	h < 0.30	h > 0.30
3/8"	0.40	0.40	0.40	0.45
1/2"	0.40	0.40	0.40	0.50
5/8"	0.50	0.45	0.45	0.60
3/4"	0.60	0.55	0.55	0.75
1"	1.15	1.00	1.00	1.30

## EMPALME EN COLUMNAS Y PLACAS



VP

Ø 3/8" 1@.05, 12@.10  
Rto@0.25 c/extremo  
ESC: 1/20



VS

Ø 3/8" 1@.05, 4@.10  
Rto@0.25 c/extremo  
ESC: 1/20

## ESPECIFICACIONES TECNICAS

### CONCRETO SIMPLE

SOLADOS : 1:1:2 C-H  
SOBRECIMENTOS : 1:8 C-H + 25% PM (3"max.)

### CONCRETO ARMADO

CONCRETO :  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
ACERO REFUERZO :  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

### CEMENTO:

— PARA TODAS LAS ESTRUCTURAS DE : CEMENTO PORTLAND TIPO I  
CON EL TERRENO  
— PARA EL RESTO DE LAS ESTRUCTURAS : CEMENTO PORTLAND TIPO I  
DE CONCRETO SIMPLE Y ARMADO

### RECUBRIMIENTOS

VIGAS PERALTAS Y COLUMNAS : 4 cm  
VIGAS CHATAS : 2.5 cm  
PLACAS : 4 cm  
VIGAS DE CIMENTACION : 4 cm  
ZAPATAS : 7.5 cm  
LOSAS : 2 cm

### CARGAS DE DISEÑO :

#### CARGAS MUERTAS:

LOSA MACIZA  $H=0.20m$  : 480 Kg /  $m^2$   
ACABADOS : 100 Kg /  $m^2$   
TABIQUERIA : 150 Kg /  $m^2$

#### SOBRECARGAS:

1' al 7' PISO : 300 Kg /  $m^2$   
AZOTEA : 150 Kg /  $m^2$

### NORMAS DE DISEÑO:

#### 1.0 CODIGOS UTILIZADOS:

NORMA E-020 (CARGAS)  
NORMA E-030 (DISEÑO SISMORRESISTENTE)  
NORMA E-060 (CONCRETO ARMADO)  
NORMA E-050 (CIMENTACIONES)

#### 2.0 REGLAMENTO:

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

#### TERRENO

CAPACIDAD PORTANTE : 3.26 Kg/cm $^2$

#### PARAMETROS DE DISEÑO SISMICO:

$$V \text{ y } y = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C \cdot P}{R}$$

TÍPICO  
Z= 0.45 (FACTOR DE ZONA/ZONA 4)  
U= 1.5 (FACTOR DE USO)  
S= 1.0 (FACTOR DE SUELO, S1)  
Tp= 0.4  
Tl= 2.5  
C= 2.5 (FACTOR DE AMPLIFICACION)  
Rx,y= 6.0 (Muros Estructurales)

#### DERIVAS INELASTICAS

##### SISMO DE DISEÑO SEVERO

	X	Y
PISO 1 :	0.0024	0.0023
PISO 2 :	0.0026	0.0025
PISO 3 :	0.0027	0.0027
PISO 4 :	0.0026	0.0028
PISO 5 :	0.0020	0.0028
PISO 6 :	0.0019	0.0027
PISO 7 :	0.0017	0.0023
PISO 8 :	0.0010	0.0013

#### CARACTERISTICAS DE LA ALBAÑILERIA:

UNIDAD ( LADRILLO K-K TIPO IV, 18 HUECOS 9x13x23cm)

f'm 65 Kg /  $\text{cm}^2$

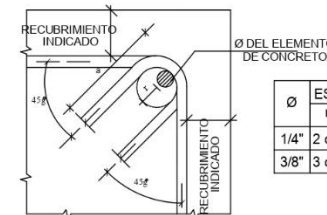
f'b 145 Kg /  $\text{cm}^2$

% MAXIMO DE VACIOS : 25 %

MORTERO

ESPESOR DE JUNTAS DE MORTERO

Si tiene Alveolos estos no excederan el 25% del Volumen



DOBLADO DE ESTRIBOS EN PLACAS COLUMNS Y VIGAS



Tesis: DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE OCHO PISOS INCORPORANDO DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN EL SECTOR VILLA ESPERANZA, DISTRITO DE SAN ANTONIO DE JICAMARCA, HUAROCHIRI, 2019

Ubicación: SECTOR VILLA ESPERANZA, DISTRITO DE SAN ANTONIO, HUAROCHIRI-PERÚ

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Plano: ESTRUCTURA - LOSA MACIZA - SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES

Tesis: Bach. CISNEROS PRESENTACION, NOE JHONNY

Bach. FRETIL ESCOBAR, JORDAN JAMIL

Asesor: Msc. DÍAZ HUIZA, LUIS HUMBERTO

Escala: INDICADA

Nº de lamina:

E-ME-02

Fecha: Octubre, 2019

Escala: INDICADA

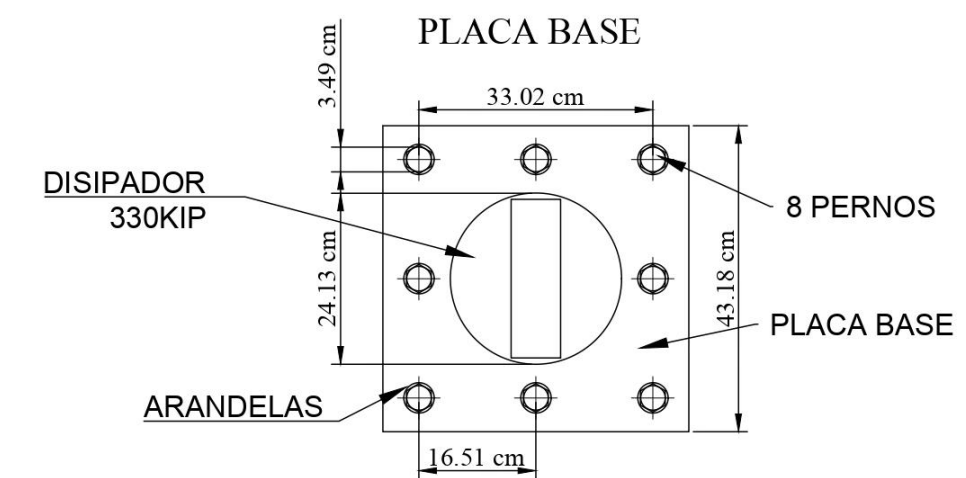
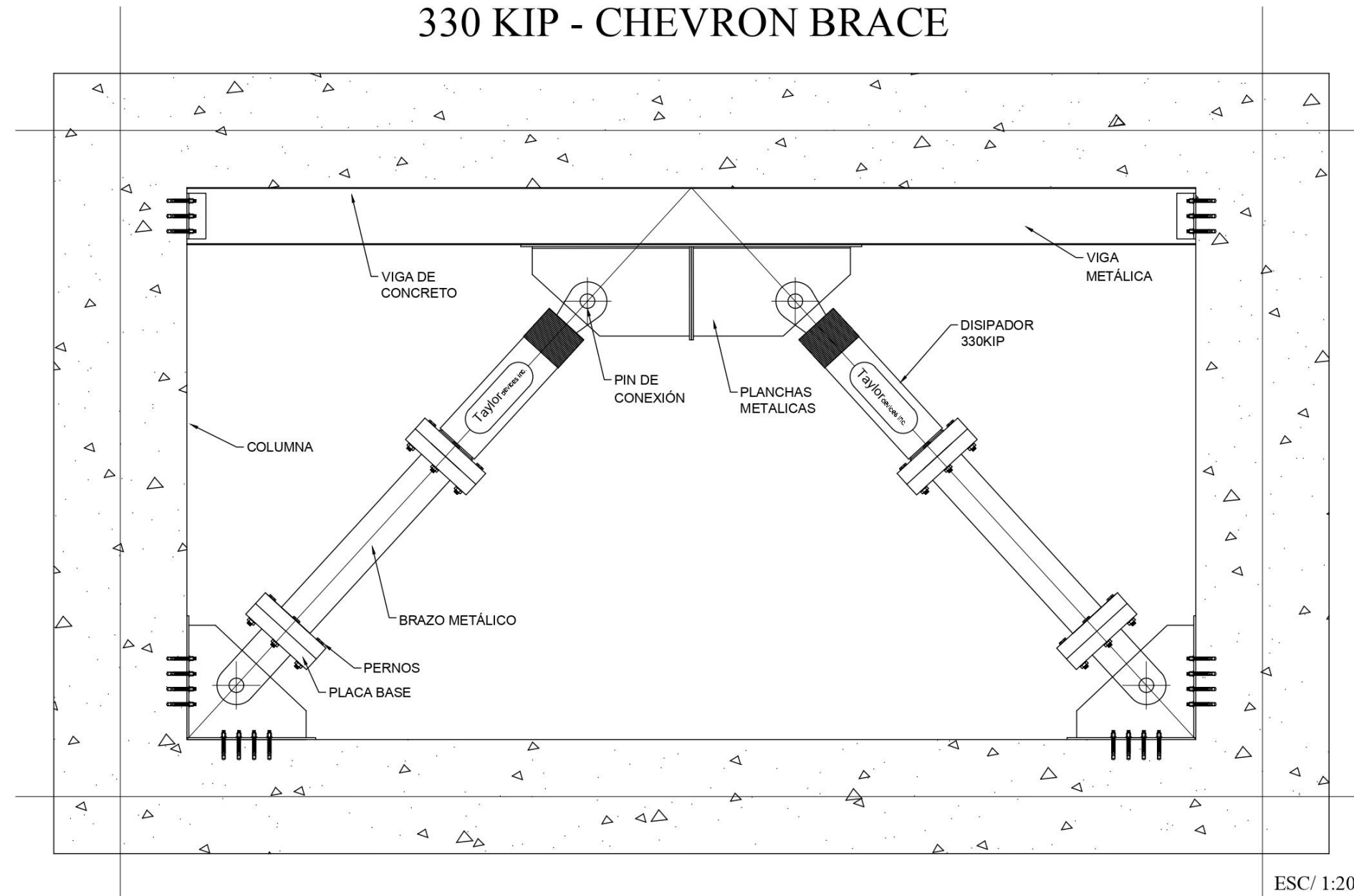
FACULTAD DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

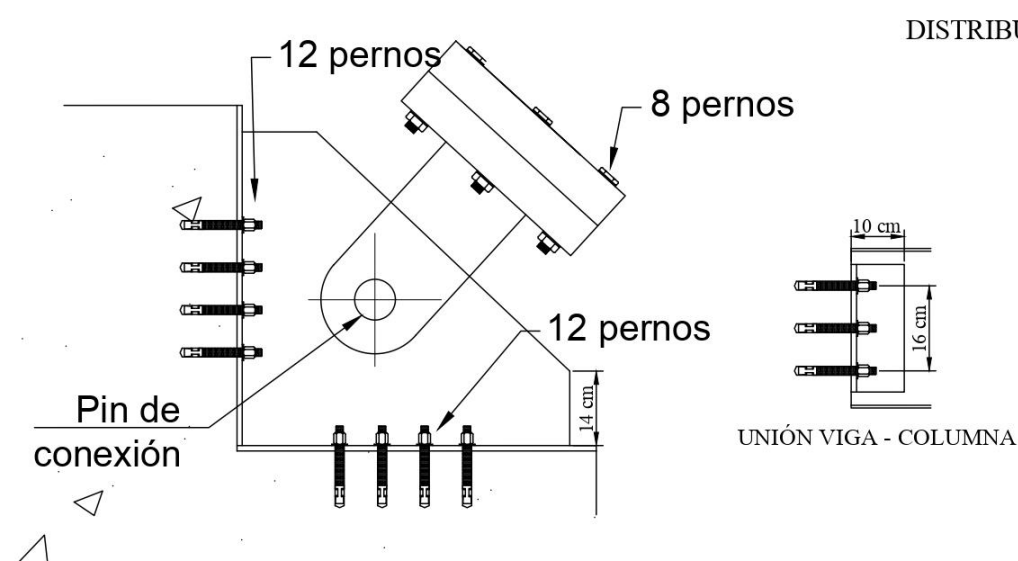
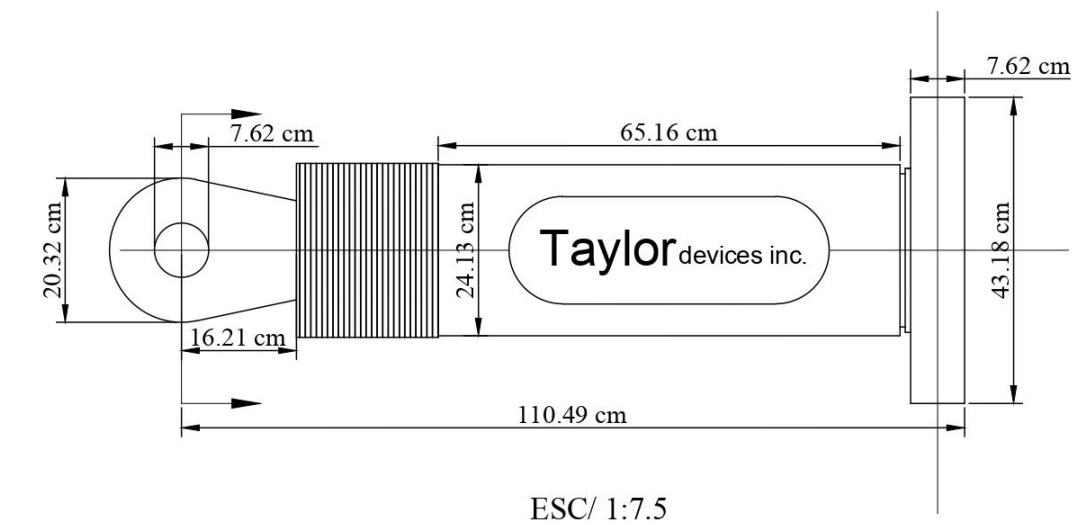
LIMA ESTE

## DISPOSICIÓN DE LOS DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO

### 330 KIP - CHEVRON BRACE



## DISIPADOR DE FLUIDO VISCOSO - 330 KIP



### DISTRIBUCIÓN DE PERNOS


## RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO

1. Fuerza máxima	330 KIP y 440 KIP
2. Coeficiente de amortiguamiento	339T.s/m en X e 478T.s/m en Y
3. Exponente de velocidad	0.5
4. Máximo Stroke	1.27 cm
5. Máxima velocidad	330 KIP en el eje X-X - V= 0.195m/s
	330 KIP en el eje Y-Y - V= 0.098m/s
	440 KIP en el eje Y-Y - V= 0.153m/s
6. Disposición	Disposición Chevron para todos los disipadores
7. Cantidad	32 disipadores de 330 KIP
	24 disipadores de 440 KIP

ESC/ 1:10

NOTAS

1. - LOS DETALLES SON REFERENCIALES, SE DEBERÁ PONER EN CONTACTO CON LOS PROVEEDORES DE LOS DISPOSITIVOS PARA MAYOR INFORMACIÓN.

 <p><b>UCV</b> UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO</p>	<b>Tesis:</b> DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE OCHO PISOS INCORPORANDO DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN EL SECTOR VILLA ESPERANZA, DISTRITO DE SAN ANTONIO DE JICAMARCA, HUARACHIRI, 2019		<b>N° de lámina:</b>  <div style="font-size: 48pt; font-weight: bold; text-align: center;">D-ME-01</div>
	<b>Ubicación:</b> SECTOR VILLA ESPERANZA, DISTRITO DE SAN ANTONIO, HUARACHIRI-PERÚ		
	<b>Plano:</b> TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL		
	<b>Facultad:</b> FACULTAD DE INGENIERÍA		
<b>FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL</b> LIMA ESTE	<b>Testistas:</b> Bach. CISNEROS PRESENTACION, NOE JHONNY Bach. FRETTEL ESCOBAR, JORDAN JAMIL	<b>Asesor:</b> Msc. DÍAZ HUIZA, LUIS HUMBERTO	<b>Fecha:</b> <div style="font-size: 24pt; font-weight: bold; text-align: center;">Octubre, 2019</div>
			<b>Escala:</b> <div style="font-size: 24pt; font-weight: bold; text-align: center;">1/100</div>



## Anexo 10. Cotización disipadores de fluido viscoso



### **INFORMACIÓN CON FINES ACADÉMICOS**

Lima, 10 de diciembre del 2019

**PARA :** INTEGRANTES PROYECTO INVESTIGACION CV

**ATENCIÓN :** FRETTEL ESCOBAR, JORDAN JAMIL  
CISNEROS PRESENTACION, NOE JHONNY

**INVESTIGACIÓN :** Diseño sismorresistente de un edificio de ocho pisos incorporando disipadores de fluido viscoso en el Sector Villa Esperanza, Distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019.

ITEM	DESCRIPCIÓN	CAN.
1	DISIPADOR SÍSMICO VISCOSO TAYLOR F=440 kip, C=478 ton.seg/m, ALPHA=0.5, STROKE=1.27 cm.	24
2	DISIPADOR SÍSMICO VISCOSO TAYLOR F=330 kip, C=478 ton.seg/m, ALPHA=0.5, STROKE=1.27 cm.	32
PRECIO GLOBAL \$		824,000.00

### **CONSIDERACIONES:**

1. La presente información se entrega para fines de desarrollo del proyecto de fin de carrera: " DISEÑO SÍSMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE OCHO PISOS INCORPORANDO DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO EN EL SECTOR VILLA ESPERANZA, DISTRITO DE SAN ANTONIO DE JICAMARCA, HUAROCHIRÍ, 2019".
2. CDV está colaborando con el presente trabajo mediante la emisión de costos referenciales de los dispositivos previamente diseñados por el tesista. CDV no asume ninguna responsabilidad por el diseño y las metodologías empleadas en el desarrollo de la misma.
3. El precio de los disipadores es muy sensible con las cantidades que se requieren, el precio variará si se modifican dichas cantidades.
4. Estos precios no son fijos en el tiempo, por lo tanto no podrán ser usados para trabajos académicos posteriores a estas fechas. La actualización de precios se da mensualmente.
5. La información presentada es únicamente para fines educativos, no podrá ser usada como referencia oficial por alguna empresa o entidad, tampoco para el desarrollo de otra investigación. Se prohíbe la difusión cuyo objetivo sea diferente a los fines de la presente tesis.

NOTAS:

6. Los precios NO incluyen IGV.
7. Precios dados en US\$ dólares USA
8. Disipadores Sísmicos fabricados en su totalidad en EE.UU. por TAYLOR DEVICES INC.
9. Las cantidades y características de los disipadores usadas para la presente cotización fueron tomadas en base a *INFORMACIÓN ENTREGADA POR EL TESISISTA.*

Atentamente,

Ing. Diego Taboada S. | Jefe Departamento de Ingeniería – Unidad de Negocios  
Protección Antisísmica | C. 99415\*2116 T. 346 1002  
Av. Javier Prado Este 3349, San Borja  
dtaboada@cdvperu.com